



Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Cálculo y diseño de torre de transferencia de mineral

Titulación: Ingeniería Industrial

Intensificación: Estructuras

Alumno/a: José Tomás Ramírez Muñoz

Director/a/s: Concepción Díaz Gómez

Co/Director: Sebastián Ginés Picó Vicente

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, en especial, a mis tíos Pepe y Amparo, por su constante ayuda y apoyo a lo largo de mi vida. Por haberme dado el aliento necesario para continuar mi formación universitaria en los momentos más difíciles.

Mi agradecimiento al Departamento de Estructuras y Construcción por su calidad y excelente docencia. En especial a Don Sebastián Picó Vicente por su dedicación y esmero, haciendo posible la elaboración de este proyecto. A Dña. Concepción Díaz Gómez y D. José Antonio Hernández Cañadas, por su ayuda, orientación y amabilidad.

También agradecer a Idea Ingeniería la posibilidad de realizar este proyecto. A todo el equipo humano, en especial a Mariano, Domingo y M^a Ángeles por su inmejorable ayuda en la realización del mismo y durante mi etapa laboral.

Por último, me gustaría mencionar a todos mis amigos y compañeros, por su inagotable animo en cada momento vivido.

Muchísimas Gracias.

Índice General

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Emplazamiento de la Estructura.....	1
1.3. Utilidad y funcionamiento de las torres de transferencia Minera.....	2
1.4. Características generales de la estructura.....	2
1.5. Medios utilizados.....	3
1.6. Normativas utilizadas.....	3
1.7. Objetivos del proyecto.....	4
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.....	5
2.1. Introducción.....	5
2.2. Diseño y dimensiones de la estructura.....	5
2.3. Tipología estructural adoptada.....	6
2.4. Sistemas mecánicos instalados.....	7
2.4.1. Fajas transportadoras.....	8
2.4.1.1. Tiro de banda 0004-CB-0004.....	8
2.4.1.2. Tiro de banda 0004-CB-0006.....	8
2.4.2. Primera Planta EL+15.600.....	8
2.4.3. Segunda Planta EL+18.600.....	9
2.4.4. Tercera Planta EL+22.000.....	10
2.4.5. Cuarta Planta EL+25.400.....	10
2.4.6. Quinta Planta EL+29.800.....	11
2.5. Subestructuras anexas.....	12
2.6. Materiales utilizados.....	14
2.7. Hormigones.....	14
2.8. Acero.....	14

3. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS Y DE SERVICIO.....	19
3.1. Introducción.....	19
3.2. Acciones.....	19
3.2.1. Acciones permanentes.....	19
3.2.2. Acciones variables.....	20
3.2.2.1. Sobrecarga de uso.....	20
3.2.2.2. Acción del viento.....	20
3.2.2.3. Nieve.....	30
3.2.3. Sismo.....	34
3.3. Hipótesis de Calculo.....	36
3.3.1. Coeficientes de ponderación para acero estructural.....	37
3.3.2. Coeficientes de ponderación para hormigón armado.....	38
4. INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA ROBOT 2012.....	39
4.1. Introducción.....	39
4.2. Preferencias del proyecto.....	39
4.3. Parámetros de cálculo en el programa.....	40
4.4. Tipos de inestabilidades en Robot.....	44
4.5. Métodos de análisis solventes de la estructura.....	45
4.6. Análisis sísmico en Robot.....	45
4.7. Dimensionamiento con Robot.....	46
4.8. Calculo de uniones con Robot.....	48
5. IMPLANTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO.....	51
5.1. Introducción.....	51
5.2. Modelo CAD inicial.....	51
5.3. Definición de la estructura en el programa de calculo.....	52
5.4. Análisis e introducción de cargas en el modelo de cálculo.....	54
5.4.1. Sentido inicial de las cargas.....	55
5.4.2. Acciones permanentes.....	56
5.4.3. Acciones variables.....	58
5.4.3.1. Sobrecarga de uso.....	58
5.4.3.2. Acción del viento.....	64
5.4.3.3. Nieve.....	64
5.4.4. Sismo.....	64
5.5. Hipótesis de carga en el modelo.....	65
5.5.1. Grupos de casos.....	67
5.5.1.1. Grupo de cargas permanentes.....	67
5.5.1.2. Grupos de cargas de explotación.....	67
5.5.1.3. Grupos de cargas de viento.....	68
5.5.1.4. Grupos de cargas de nieve.....	68
5.5.1.5. Grupos de cargas de sismo.....	68
5.5.2. Relaciones entre grupos.....	68
5.5.2.1. Relaciones de cargas permanentes.....	68
5.5.2.2. Relaciones de explotación.....	68

5.5.2.3. Relaciones de viento.....	69
5.5.2.4. Relaciones de nieve.....	69
5.5.2.5. Relaciones de sismo.....	69
5.6. Predimensionamiento inicial.....	69
6. ANALISIS Y DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA.....	73
6.1. Introducción.....	73
6.2. Métodos de análisis utilizados.....	73
6.3. Análisis de la estructura y obtención de envolventes.....	73
6.4. Dimensionamiento final.....	74
6.5. Calculo de uniones.....	75
6.5.1. Tipología de uniones utilizadas.....	75
6.5.2. Estandarización de uniones.....	77
6.6. Cimentación.....	80
6.6.1. Caracterización del terreno.....	80
6.6.2. Tipología de cimentación adoptada.....	80
6.6.3. Dimensionamiento y armado.....	81
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	85
ANEJOS.....	87
Anejo A: Informes y comprobaciones.....	89
A.1 Introducción.....	89
A.2 Pilares principales.....	89
A.3 Vigas principales.....	91
A.4 Correas.....	112
A.5 Uniones principales.....	119
A.6 Comprobación de cimentaciones.....	263
Anejo B: Planos de la obra (tamaño original al dorso).....	283
B.1 Situación.....	285
B.2 Emplazamiento.....	286
B.3 Estructura 3D.....	287
B.4 Explanada perimetral y detalles constructivos.....	288
B.5 Replanteo de placas.....	289
B.6 Replanteo de cimentación.....	290
B.7 Cimentación.....	291
B.8 Vigas de atado.....	292
B.9 Elevación +15750 (T.O.S).....	293
B.10 Elevación +18720 (T.O.S).....	294
B.11 Elevación +22120 (T.O.S).....	295
B.12 Elevación +25550 (T.O.S).....	296
B.13 Elevación +29965 (T.O.S).....	297

B.14	Elevación +33370 (T.O.S).....	298
B.15	Alzados TA y TB.....	299
B.16	Alzados T1 y T2.....	300
B.17	Detalle conjunto N°1.....	301
B.18	Detalle conjunto N°2.....	302
B.19	Detalle de Uniones.....	303
B.20	Disposición de correas.....	304
B.21	Cerramientos TA y TB.....	305
B.22	Cerramientos T1 y T2.....	306
B.23	Detalle Escaleras y Barandillas.....	307
B.24	Posicionamiento de maquinaria 1.....	308
B.25	Posicionamiento de maquinaria 2.....	309
Anejo C: Pliego de condiciones.....		311
C.1	Objeto.....	313
C.2	Alcance.....	313
C.3	Descripción de las obras.....	313
C.4	Condiciones generales de propiedad y contrata.....	314
C.5	Condiciones económicas del contrato.....	323
C.6	Ejecución de la obra.....	327
C.7	Valoración abono y liquidación.....	327
C.8	Condiciones varias.....	330
C.9	Ejecución de la obra.....	331
C.10	Condiciones que deben cumplir los materiales a suministrar.....	335
C.11	Condiciones que debe cumplir la mano de obra.....	340
C.12	Características de los materiales, servicios a suministrar para el cerramiento y cubierta.....	342
C.13	Ejecución de las obras.....	343
Anejo D: Medición y presupuesto.....		355
Medición.....		357
Presupuestos parciales.....		377
Presupuesto final.....		399

Capítulo 1

Introducción

1.1. INTRODUCCIÓN

A petición del Departamento de Estructuras y Construcción de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Industrial en la Universidad Politécnica de Cartagena, el Ingeniero Industrial que suscribe procede a la realización del presente Proyecto Fin de Carrera de “Torre de transferencia para industria minera en Alquife”.

En el presente proyecto, se ha realizado el diseño y dimensionamiento de una torre de transferencia para la industria minera, en la localidad de Alquife, provincia de Granada. Durante el desarrollo del proyecto, se abordan todos los pasos necesarios estructurados por capítulos y todos aspectos a tener en cuenta para el cálculo de torres de transferencia.

1.2. EMPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La localización geográfica del proyecto es Alquife, un pequeño pueblo de la provincia de Granada muy característico por su industria minera. El desarrollo minero del pueblo es mediante minas a cielo abierto, donde se extrae generalmente mineral de hierro. Existen dos minas principales de extracción de material. Nuestro proyecto está enfocado a la instalación de una torre de transferencia en la mina principal, con una extensión de 633 ha y una profundidad de casi 300 metros.

En la figura 1.1 podemos observar una de las minas principales de Alquife, concretamente la mina donde va a ser emplazada nuestra estructura.

Los suelos de la comarca del Alquife son generalmente cohesivos, predominando las arcillas y limos, con buenas características geotécnicas, lo cual supone una ventaja a la hora de proyectar cualquier estructura en dicho lugar, puesto que al poseer buenas cualidades el diseño de la cimentación no supone un gran reto en cuanto a la necesidad de cimentaciones especiales.

En los planos 1 y 2 del Anejo B se encuentra el emplazamiento y situación exactos de nuestra estructura.



Figura 1.1. Mina principal del Alquife

1.3. UTILIDAD Y FUNCIONAMIENTO DE LAS TORRES DE TRANSFERENCIA

Las torres de transferencia minera, son generalmente utilizadas en minas a cielo abierto, dependiendo de la extensión y profundidad de las mismas, se instalan varias torres de transferencia dotadas con cintas interconectadas entre ellas, con el propósito de ir transportando el material desde el fondo de la mina hasta el exterior de la misma.

Además de su utilidad en la extracción de material, normalmente también son utilizadas dichas torres para el transporte y tratado continuado de material, desde las inmediaciones del hoyo de la mina hasta el procesamiento final. A diferencia de las torres anteriormente descritas, es común en estas torres la instalación de maquinaria para el procesado de material, consiguiendo con esto la ventaja, de que además de efectuarse el transporte de material por la cinta, en cada una de las torres intermedias se le da una fase de procesado al material, de esta manera, cuando el material llega a la planta, ya se encuentra en las condiciones óptimas de trabajo para pasar al proceso final de elaboración del material.

1.4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

La estructura es una torre de cinco pisos o elevaciones (EL) construida en su totalidad mediante perfilería metálica. La geometría de la torre es de planta rectangular con una cubierta a dos aguas en el sentido de mayor longitud. En los primeros tres pisos, no se encuentra ninguna maquinaria de procesamiento de material, mientras que en los dos últimos pisos sí que hay instalados numerosos equipos de trabajo.

El acceso a los diferentes pisos se hace mediante unas escaleras, que dan acceso desde el exterior al primer piso. Una vez se está en dicho piso, la ascensión a los siguientes pisos se hace mediante escaleras situadas en el interior de la planta de la estructura. Las escaleras son idénticas a lo largo de la estructura, estas están formadas por perfiles UPN y malla electrosoldada para la elaboración de los peldaños.

Como ejemplo, podemos observar en la figura 1.2 la construcción de dos torres de transferencia situadas en una minería de Canadá.



Figura 1.2. Vista general de una torre de transferencia

1.5. MEDIOS UTILIZADOS

La elaboración del proyecto ha tenido lugar mediante numerosos programas informáticos que han sido utilizados en las distintas fases del proyecto. En el proceso de diseño y cálculo de la estructura metálica, el programa utilizado ha sido el Robot 2012 [1]. Para el cálculo de las correas se ha utilizado Microsoft Excel [2] con una hoja de cálculo programada. La cimentación de la estructura ha sido calculada con CYPE [3]. En la parte de modelado de la estructura el programa utilizado ha sido el Tekla Structures V18 [4], con dicho programa se ha realizado todo el modelado de la estructura, así como la elaboración de los planos, en la fase de diseño se ha utilizado el programa AutoCAD 2013 [5]. Por último en la fase de redacción de los documentos, el programa utilizado ha sido el Microsoft office 2012 [6] y el apoyo del programa de diseño 3D Solidworks [7], en la recreación de algunas piezas, para obtener ilustraciones que permitan una mejor concepción del mecanismo descrito. Para el presupuesto, el programa utilizado ha sido la aplicación de CYPE [3] Arquímedes.

1.6. NORMATIVAS UTILIZADAS

Para la elaboración del proyecto han sido utilizadas distintas normativas dependiendo de la fase en la que se ha trabajado.

Para el estudio de las acciones se ha utilizado el Eurocódigo 1 parte 1-1 (EN 1991-1-1) [8], EN 1991-1-3 [9], EN 1991-1-4 [10]. Posteriormente para el cálculo de la estructura y dimensionamiento de sus componentes, la norma utilizada ha sido el Eurocódigo 3 parte 1-1 [11] y parte 1-3 [12], (EN 1993-1-1) y (EN 1993-1-3). Para el cálculo de las uniones, el método utilizado ha sido el expuesto en el EN 1993-1-8 [13].

En los cálculos de cimentaciones se ha seguido la EHE-08 [14].

Para la obtención de las cargas sísmicas, se ha utilizado la normativa española sísmica NCSE-02 capítulos 1 a 3 [15].

1.7. OBJETIVOS DEL PROYECTO

En el presente proyecto se tiene como objetivo el diseño y cálculo de una torre de transferencia minera. Como meta principal se propone el aprendizaje y manejo del programa Robot 2012 [1] para el dimensionamiento de una estructura real como es la torre de transferencia.

También se considera un estudio del tratamiento de todas las cargas que afectan a la estructura, y las reacciones de los distintos sistemas mecánicos que incorpora la misma. Además de las cargas intrínsecas de la estructura, también es objetivo del proyecto el aprendizaje del cálculo de acciones según la normativa propuesta (Eurocódigo y Ncse), por lo que se realiza un cálculo de las acciones de viento, nieve y sismo, para ser introducidas en el modelo.

Para finalizar, se realizarán los documentos necesarios que definen el proyecto, como son: Capítulos, Planos, Pliego de Condiciones y Presupuesto.

Como objetivo extra, una vez terminada la fase de diseño y dimensionamiento, el alumno, ha modelado la estructura final con el programa Tekla [4]. Con el modelado de la estructura se pretende añadir un extra al proyecto, y de esta manera, poder tener una visión final más detallada de como se ha resuelto la estructura, así como una mejor precisión y rapidez de trabajo a la hora de llevar a cabo la elaboración de planos y listados de material para la ejecución del proyecto.

Descripción General de la Estructura

2.1. INTRODUCCIÓN

En el siguiente capítulo se va a realizar una descripción general de la estructura, así como su tipología constructiva, dimensiones etc. También se explican los distintos equipos y sistemas mecánicos que incorpora la estructura y las distintas subestructuras que se acoplan a la misma, por último se realiza una exposición de los materiales utilizados para la construcción de la estructura general, así como para el cerramiento, por último se realizara la elección del piso de las distintas plantas o elevaciones de la estructura.

2.2. DISEÑO Y DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

El diseño de la torre debe cumplir dos criterios básicos: el primero, es tener la altura suficiente para que las cintas que le acoplan puedan salvar cualquier obstáculo que se presente en la mina, y el segundo criterio, que se ha tenido en cuenta es que la planta de nuestra estructura sea capaz de albergar los distintos equipos que se desean instalar en la estructura.

Partiendo de las dos premisas anteriores, se ha diseñado una torre de transferencia de planta regular con unas dimensiones de 6,5 metros de hastial y 7 metros de lado. El área total de la planta bajo cubierta de nuestra torre es de 45,5 m² y una altura de 26,8 metros, ver figura 2.1.

El acceso a la misma se realiza por unas escaleras externas que parten desde el suelo EL+10.575 llegando a la primera planta de la estructura por el lado lateral EL+15.600.

La altura entre pisos se ha establecido en función de los equipos que hay en cada planta. La altura del primer piso se ha proyectado con el criterio de que pueda pasar un vehículo por debajo de la torre, por tanto se le ha dado una altura entre el 1º piso y el suelo de 5,6 metros, dado que en la 1º planta no hay ningún equipo pesado de grandes dimensiones. La altura entre plantas 1º y 2º es de 3 metros, la suficiente para que una persona pueda discurrir con facilidad por las instalaciones sin ningún obstáculo vertical que lo impida. La altura entre plantas del 2º, 3º y 4º piso es de 3,4 metros, se ha incrementado esta altura para que sea más fácil la movilidad de los pequeños equipos que puedan ser instalados en estas plantas.

La altura entre las plantas 4º y 5º es de 4,4 metros, esto es debido a que en esta planta llega una faja

de transporte (cinta transportadora) rodeada por una galería que envuelve toda la cinta y permite el paso de personal por el interior de la misma, dado que esta galería tiene una altura de 3,5 metros se le ha dado una altura extra. Entre las plantas 5º y la cumbre, la altura es de 6,9 metros, este piso se ha diseñado tan alto porque además de que en la última planta es donde la maquinaria instalada es más grande, además de esto, se ha instalado un polipasto en la parte de la cumbre para las tareas de mantenimiento de la estructura y para el traslado de los equipos instalados. Por todo esto, era necesario añadir una altura extra a dicha planta para que las tareas se pudiesen realizar con facilidad. En la figura 2.2 se puede apreciar un esquema general de todas las plantas y su distancia entre ellas.

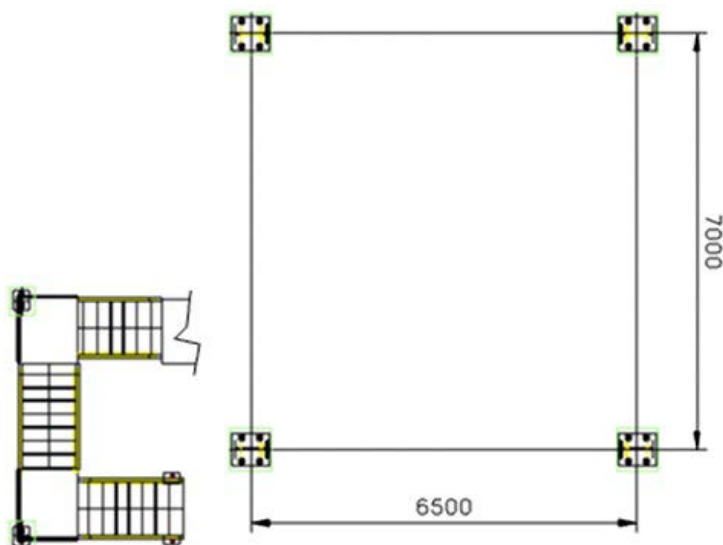


Figura 2.1. Planta principal de la estructura

La escalera está formada por perfiles UPN donde son atornillados los peldaños de rejilla electrosoldada con una anchura de 20 centímetros de huella y una longitud de 96 centímetros.

2.3. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL ADOPTADA

La tipología estructural adoptada para la torre es de dos pórticos rígidos principales de 6,5 metros entre pilares principales, separados con un vano de 7 metros. El pórtico rígido finaliza con una cubierta a dos aguas. La estructura está rígida en el sentido del pórtico y articulada en su alzado lateral.

El arriostramiento utilizado ha sido en forma de K por cuestiones prácticas, lo que se pretendía es dejar el máximo espacio libre entre plantas y que los arriostramientos no supongan un obstáculo para realizar tareas de mantenimiento o sustitución de equipos, en la 1ª planta el arriostramiento ha sido modificado para facilitar el acceso del personal que suba por las escaleras (fig. 2.3). Los arriostramientos están articulados en sus extremos y definidos en el programa de cálculo como elementos que solo trabajan con esfuerzos longitudinales.

En cuanto a la cimentación, se realiza mediante zapatas aisladas rectangulares, unidas con vigas de atado, con las dimensiones necesarias para el cumplimiento de las solicitaciones que se calcularán durante el proceso de análisis de la estructura.

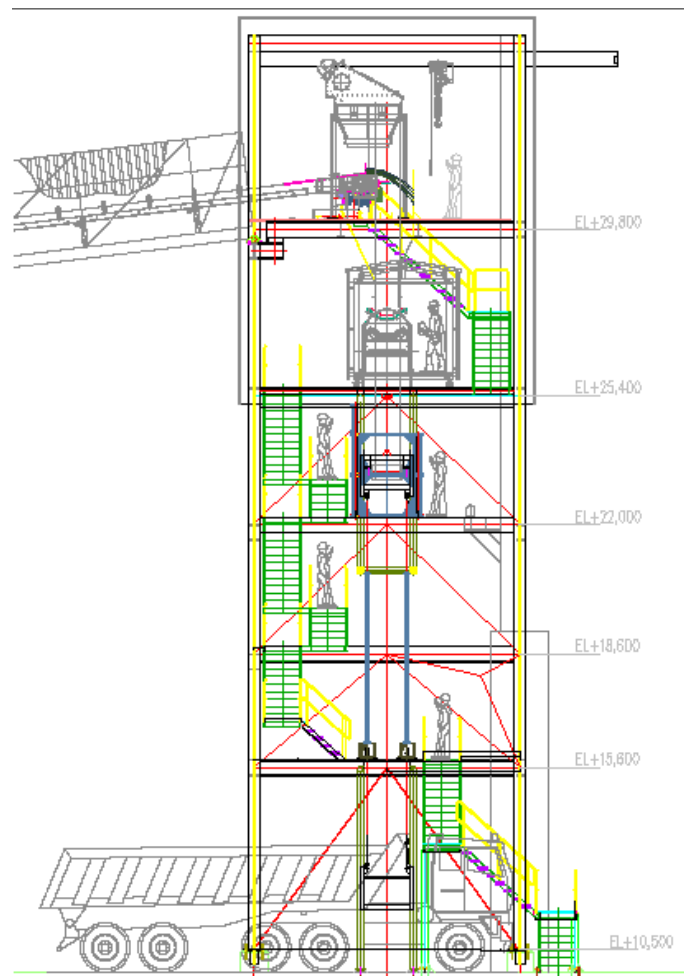


Figura 2.2. Alzado de la estructura

2.4. SISTEMAS MECÁNICOS INSTALADOS

En las diferentes plantas de la estructura, hay instalados componentes mecánicos que suponen una carga muerta para la estructura y una carga viva cuando estos se encuentran en funcionamiento. A continuación, se va a realizar una descripción de los distintos sistemas mecánicos que se han instalado en las elevaciones o plantas de nuestra estructura.

Antes de hacer la descripción de los elementos instalados por plantas, se va a explicar el concepto de tiro de banda y el sistema de tensado de las fajas transportadoras; ya que dicho sistema de tensado está compuesto de numerosos elementos y es preferible tener una visión global del funcionamiento para mejorar la visión de las acciones que estos elementos introducen en la estructura.

2.4.1. Fajas transportadoras

Dado que la torre de transferencia lleva unidas varias cintas transportadoras o bandas para el transporte de material, dichas bandas vienen con un sistema para mantenerse constantemente tensas a un determinado valor, independientemente de la carga que transporten. Este sistema consta de varias poleas y ramales los cuales se encargan de tensar la cinta y de esta manera permitir que la transferencia de material sea posible. A continuación, se describe el funcionamiento de las bandas instaladas en la torre. Esto es de gran importancia para tener una mejor comprensión de que esfuerzos actúan sobre la estructura como consecuencia del tiro ejercido por la banda para su tesado.

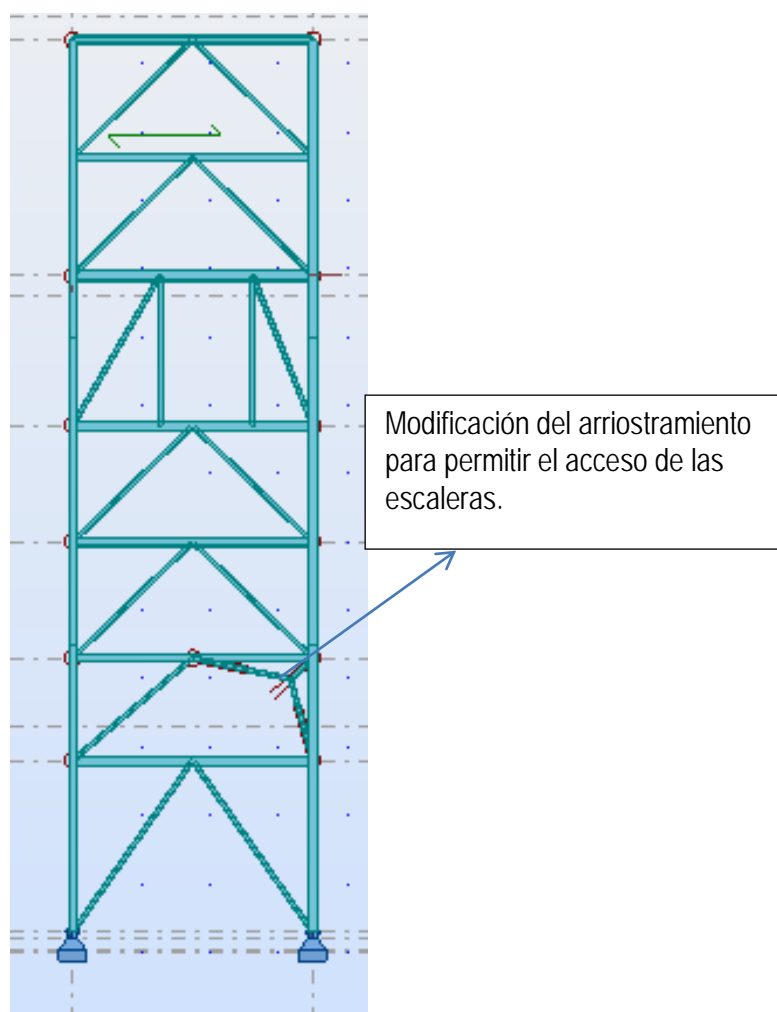


Figura 2.3. Detalle de arriostramientos en la estructura

2.4.1.1. Tiro de banda 0004-CB-0004

De las numerosas fajas transportadoras solo dos son tesadas desde nuestra estructura, este es el caso de la banda 0004-CB-0004. Dicha banda, entra a nuestra estructura por la EL 25.400 y es tesada por el mecanismo que se muestra en la figura 2.4. Las poleas que se pueden apreciar están en la EL +15.400 y son las que transmiten los esfuerzos desde el sistema de tesado, a las contrapesas instaladas en el suelo de la estructura, como consecuencia del tesado de las mismas tienen unas reacciones que transmiten a nuestra estructura.

2.4.1.2. Tiro de banda 0004-CB-0006

La banda transportadora 0004-CB-0006, es una banda que se encuentra en el exterior de nuestra torre, pero el tesado de la misma se hace mediante unas poleas instaladas en la elevación +15.400 de nuestra torre. Por lo tanto, han sido tenidas en cuenta las reacciones de las mismas. En la figura 2.5 se puede apreciar el mecanismo de tesado de la faja, las dos últimas poleas antes de la contrapesa son las instaladas en la estructura.

2.4.2. Primera planta EL+15.600

En la primera planta se encuentra un entramado de poleas que proviene del tesado de las bandas que anteriormente hemos descrito. Dichas poleas están ancladas a la estructura por medio de tornillería

simple. En total tenemos un conjunto de 4 poleas para el tesado de la banda 0004-CB-0004, un conjunto de 2 poleas para el tesado de la banda 0004-CB-0006 (fig. 2.6). Cabe destacar que dichas poleas tienen una protección que también está anclada a la estructura pero que apenas tiene solicitaciones por lo que solo ha sido tenido en cuenta las reacciones producidas por la instalación y el uso de las poleas.

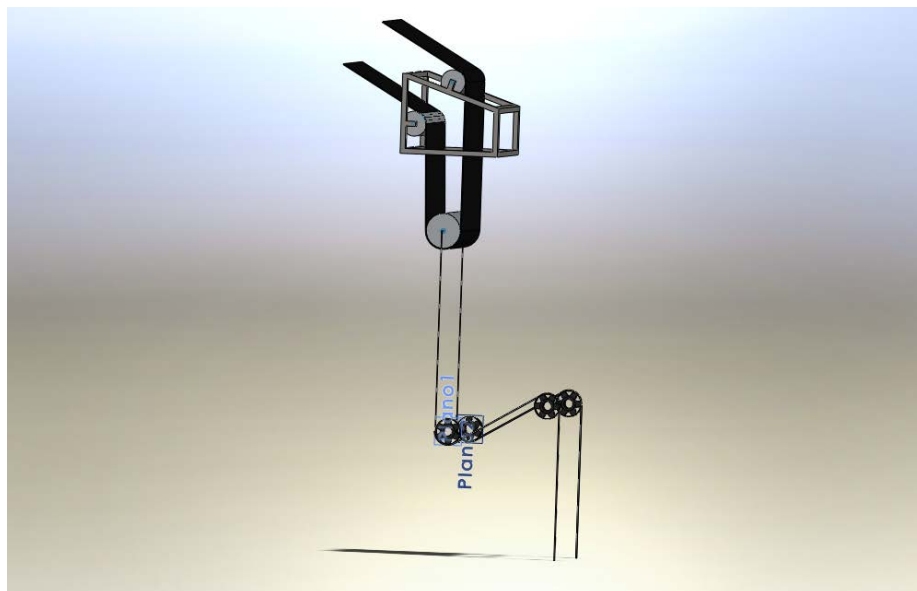


Figura 2.4 Mecanismo de tesado de la cinta transportadora 0004-CB-0004

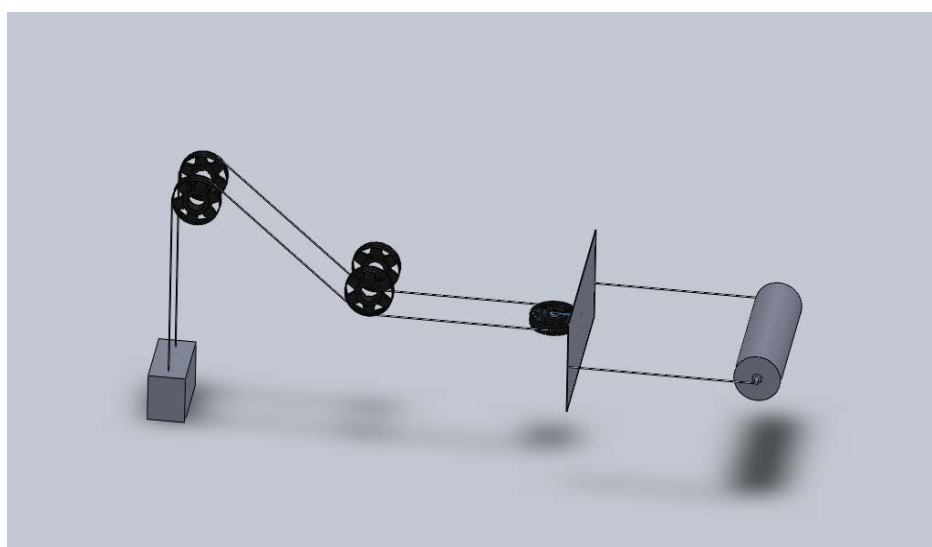


Figura 2.5 Mecanismo de tesado de la cinta transportadora 0004-CB-0006

2.4.3. Segunda planta EL+18.600

En la segunda planta no se tiene más que un soporte de protección que protege las cintas que bajan del tesado de la banda 0004-CB-0004. Dicho elemento, produce unas reacciones despreciables en la estructura por lo que no ha sido necesario introducir ninguna carga en el modelo. La figura 2.7 nos presenta un esquema de la sencillez de la planta.

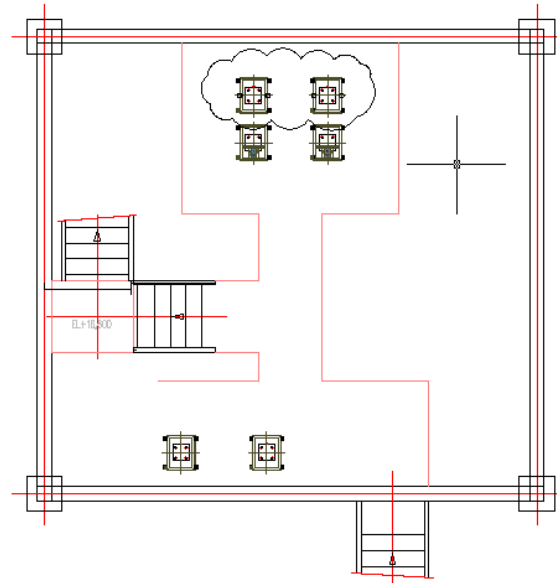


Figura 2.6 Planta primera

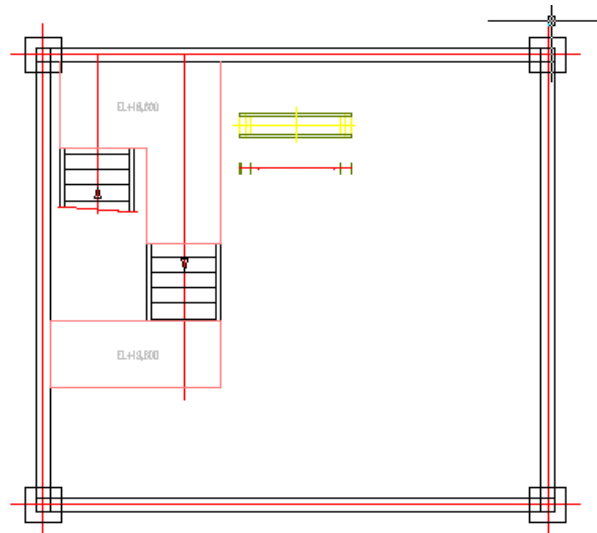


Figura 2.7 Planta segunda

2.4.4. Tercera planta EL+22.000

En la tercera planta, no se tiene más que la continuación del soporte de protección del tesado de la banda 0004-CB-0004, fig. 2.8. Dicho elemento produce unas reacciones despreciables en la estructura por lo que no ha sido necesario introducir ninguna carga en el modelo.

2.4.5. Cuarta planta EL+25.400

En la cuarta planta empezamos a tener maquinaria pesada y soportes para la recepción de material en la torre. Concretamente en este caso, tenemos el soporte que compone el tesado de la faja transportadora 0004-CB-0004 así como una tolva que canaliza el material que proviene del piso superior y es vertido en la tolva de descarga para ser extraído por dicha faja.

A continuación, se muestran unas vistas en planta y alzado de lo que sería la maquinaria que está dentro de la torre, así como los soportes donde descansa el colectivo de los elementos de la faja. En la

figura 2.9, tenemos una vista en planta de lo que es el soporte de la banda y los soportes de la galería 0004-CB-0004. En las figuras 2.10 y 2.11 tenemos unos alzados de como se ve la galería y la faja transportadora abocando el material.

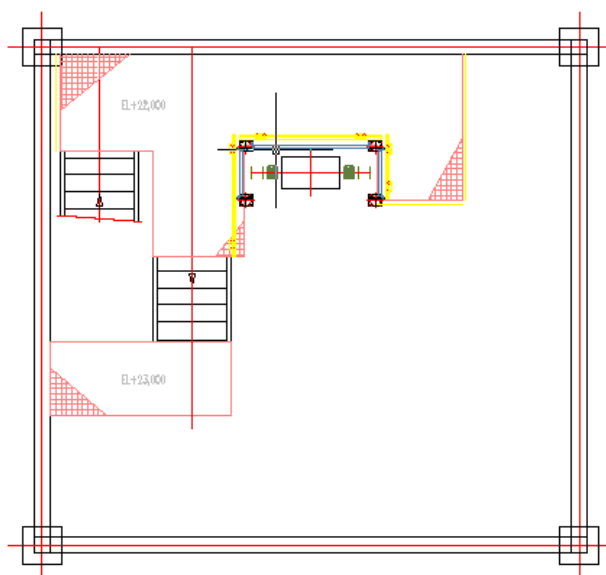


Figura 2.8 Planta tercera

2.4.6. Quinta planta EL+29.800

En la quinta planta se sitúa la cinta 0003-CB-0003 que es la que provisiona de material minero nuestra torre. Esta cinta es la encargada de suministrar el material, el cual cae a una tolva y posteriormente a los martillos que machaquean el material. En dicha planta se encuentra también un captador de polvo que es el encargado de recoger todo el polvo causado por el tratamiento de los materiales.

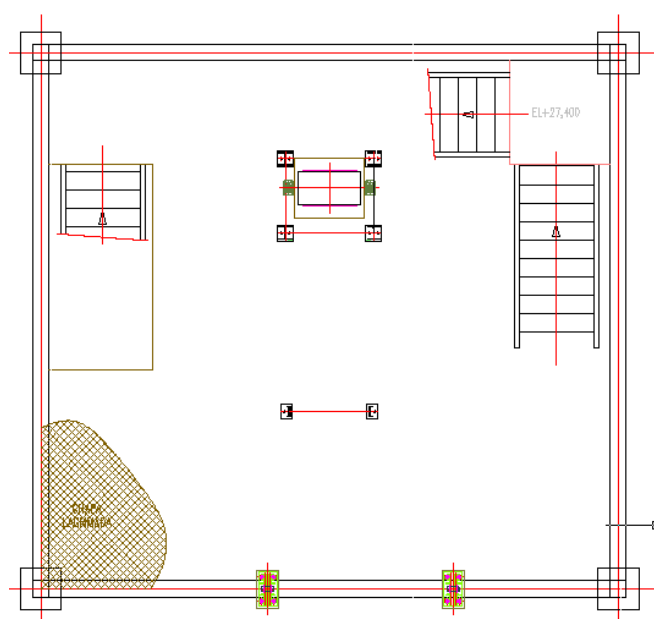


Figura 2.9 Planta cuarta

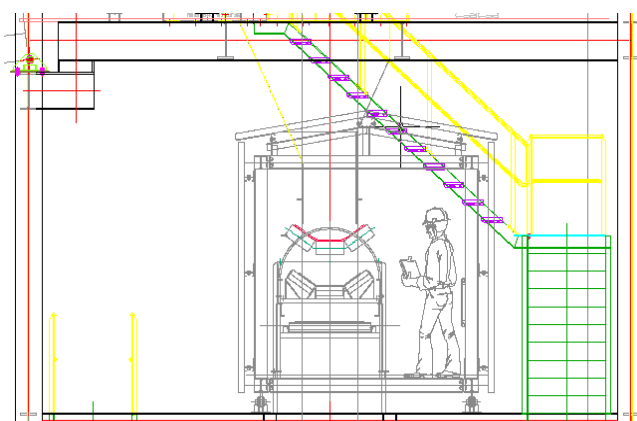


Figura 2.10 Alzado lateral 4º planta

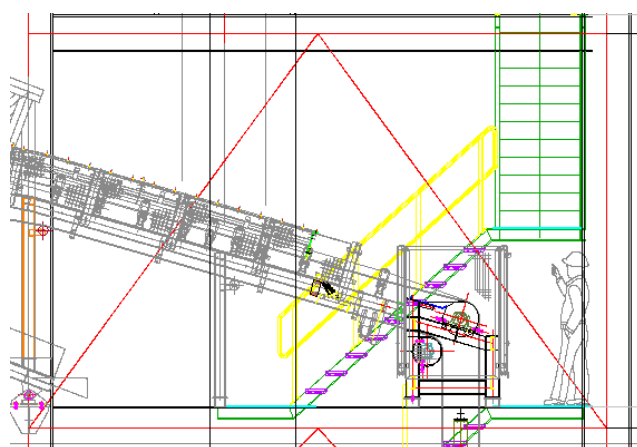


Figura 2.11 Alzado lateral 4º planta

Cabe destacar que esta cinta no tiene tiro de banda puesto que simplemente tiene un tambor de reverso y el tesado de la misma se realiza externamente a nuestra estructura.

En resumen, en la quinta planta tendremos como equipos: el captador de polvo, la estación de accionamiento de los rodillos, y un grupo motriz que ayuda la faja transportadora. En la figura 2.12, se puede observar un desglose de donde está cada elemento distribuido en la planta de la estructura y en la figura 2.13, un alzado de la faja transportadora abocando material.

2.5. SUBESTRUCTURAS ANEXAS

Como subestructuras anexas se ha llamado a las distintas galerías por donde circulan las fajas transportadoras, (ver fig. 2.14 y 2.15) que provienen de otros edificios y que acaban en nuestra torre, así como las galerías que salen de nuestra torre para dirigirse a otra edificación. Este es el caso de las galerías que tenemos en los dos últimos pisos de la estructura, dichas galerías están unidas a la estructura por medio de uniones atornilladas.

En este apartado, se pretende dar a conocer la disposición de las mismas así como decir que no es objeto del presente proyecto el diseño y cálculo de las mismas. Por este motivo, se le fue solicitado a la empresa correspondiente un desglose de acciones que producen las galerías en la estructura, así como los puntos de aplicación de las mismas. Toda esta información fue recibida y tratada para ser tenida en cuenta en el cálculo de la estructura. En el capítulo 3, se exponen detalladamente todas las cargas facilitadas.

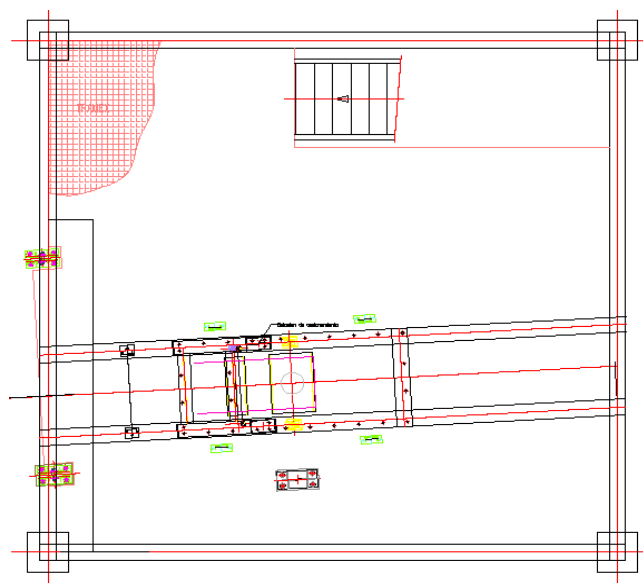


Figura 2.12 Planta quinta

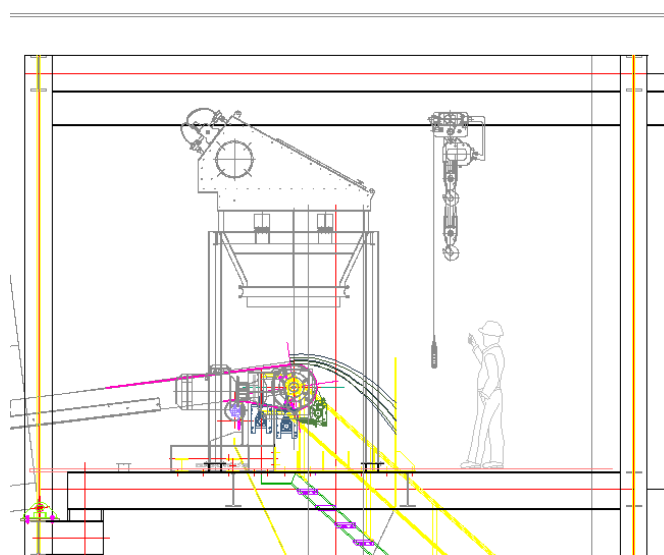


Figura 2.13 Alzado lateral 5ª planta

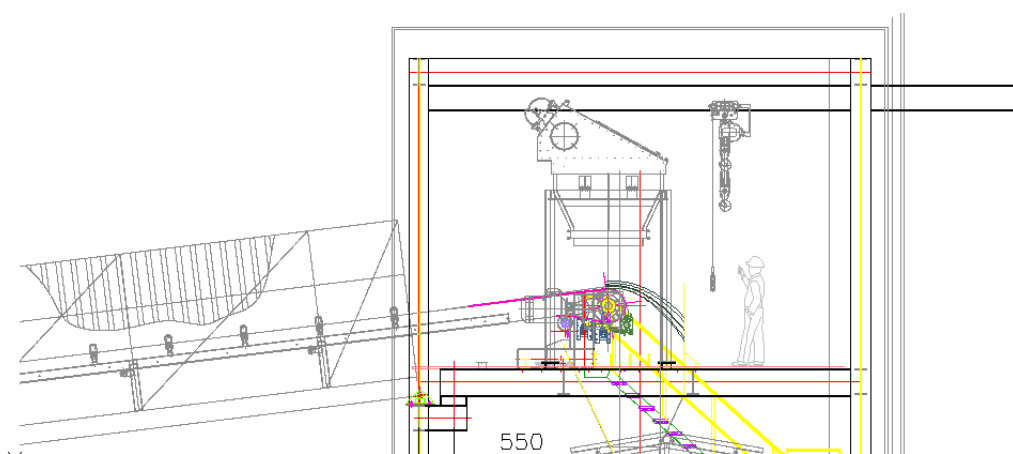


Figura 2.14 Galería 0003-CB-0003

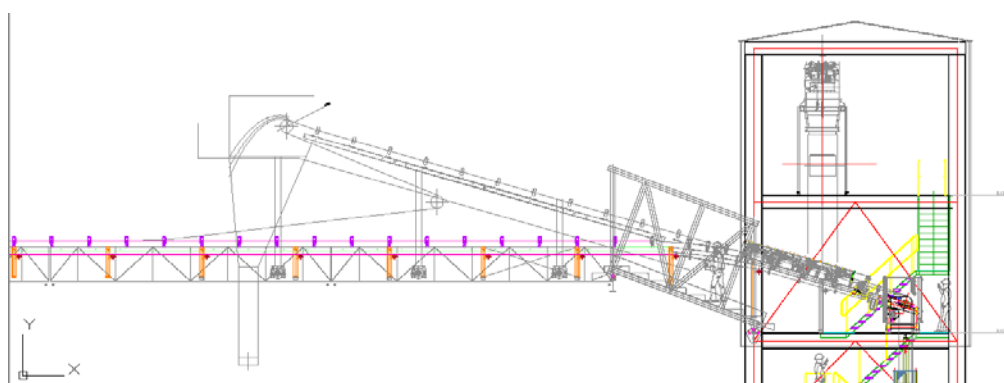


Figura 2.15 Galería 0004-CB-0004

2.6. MATERIALES UTILIZADOS

En este apartado se establecen y describen los materiales básicos con los que ha sido construida nuestra estructura y todas sus características físicas.

2.6.1. Hormigones

El hormigón utilizado es HA-25/B/40/Ila para cimentación, siendo la consistencia del hormigón plástica (asiento del cono de Abrams de 3 a 5 cm).

Como hormigón de limpieza se utilizará un HL-150/B/20 y para el firme de la explanada un HF-4.0.

La resistencia característica de proyecto f_{ck} es 25 kN/mm² y es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica inferior a tracción $f_{ct,k}$ (correspondiente al cuantil del 5 por 100) viene dada, en función de la resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$ por la ecuación 1.2:

$$f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}^2} \quad (1.2)$$

El valor de la resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$ puede estimarse, a falta de resultados de ensayos, mediante la ecuación 2.2:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (2.2)$$

2.6.2. Aceros

A continuación, pasamos a describir los aceros utilizados en el proyecto en función de los distintos tipos de elementos constructivos que se encuentran en la estructura.

- **Pilares y Vigas**

Para los pilares y vigas se ha utilizado acero de calidad S275JR. Las propiedades mecánicas y características pueden verse en la figura 2.16 o EN 1993-1-1 [11].

- **Perfiles para cerramientos**

La perfilera utilizada en los cerramientos está elaborada con acero S 235 cuyas propiedades pueden

verse en la tabla 2.1 o en la norma EN 1993-1-1 [11].

Norma y tipo de acero	Espesor nominal del elemento t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 40$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2				
S235	235	360	212	360
S275	275	430	255	410
S355	355	515	335	470

Tabla 2.1. Características mecánicas mínimas de los aceros EN 1993-1-1

Las siguientes características son comunes a todos los aceros:

- ✓ Módulo de elasticidad: $E=210.000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Módulo de rigidez: $G= 81.000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$
- ✓ Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$
- ✓ Densidad: $\rho = 7.850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

- **Tornillos, tuercas y arandelas**

En la tabla 2.2 se resumen las características mecánicas mínimas de los aceros de los tornillos de calidades normalizadas en la normativa ISO.

En el contexto de este proyecto se entenderá por tornillo el conjunto tornillo, tuerca y arandela (simple o doble). En los tornillos de alta resistencia utilizados como pretensados se controlará el apriete.

Y todos los tornillos usados en la estructura serán de calidad 10.9 exceptuando las fijaciones secundarias como barandillas y soportes.

Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Tabla 2.2. Características mecánicas mínimas de los aceros EN 1993-1-8

- **Cerramientos**

En este punto se exponen los distintos materiales que han sido utilizados para los cerramientos y suelos de las distintas plantas de la estructura, todos ellos están elaborados con acero S 235 cuyas propiedades han sido descritas en el punto 2.6.1.

- **Cubierta y Laterales**

Cerramiento Lateral solo habrá en las dos últimas plantas de nuestra estructura. El cerramiento de cubierta es el mismo que se utiliza para los cerramientos laterales todos ellos están compuestos por chapa grecada de espesor 0.7 mm y 30 mm de cresta, fijada mediante tornillos autorroscantes con arandela de chapa y goma para asegurar la estanqueidad del cerramiento. En algunas elevaciones como en la cumbre, se han dispuesto de lucernarios para dar luz natural a la parte cerrada de la estructura, dicho cerramiento está compuesto por chapa de policarbonato grecada de 12 mm de espesor, con esto se consigue una iluminación interior natural, así como la viabilidad de convertir dichos huecos en ventanales para ventilación de la torre.

➤ Suelos

En la estructura se dan dos tipos de suelos a lo largo de todas las plantas del edificio. Cabe destacar que los peldaños de las escaleras están elaborados con el mismo material que el suelo de muchas de las plantas. Los dos materiales utilizados son la rejilla electrosoldada o Tramex y la chapa lagrimada. Los peldaños de las escaleras están realizados con rejilla electrosoldada. La rejilla electrosoldada se encuentra como material de piso en las plantas 1º, 2º, 3º y 5º, sin embargo en la planta 4º tenemos chapa lagrimada de 3/4.

✓ *Explanada perimetral:*

En el perímetro de la torre se ha dispuesto una explanada compuesta por un firme rígido tipo T32 sobre explanada E2, compuesta por una capa granular de 20 cm de zahorra artificial ZA25 compactada y una capa de 21 cm de hormigón HF-4.0 prefisurado con espaciamientos de 3 a 4 metros.

✓ *Rejilla electrosoldada:*

El material del que consta el suelo de las distintas plantas descritas en el punto suelos, es la rejilla electrosoldada (tramex) de 25x3 y una luz máxima entre vanos de 1000 mm, lo que nos permite aguantar cargas de hasta 10,33 kN/m². Viendo el capítulo 3 apartado 3.3 Acciones, podemos comprobar que la carga que soporta nuestra rejilla es muy superior a las solicitaciones que se le requieren. En la figura 2.18 se puede ver cómo ha sido escogida la rejilla electrosoldada en función de la geometría de la rejilla y la longitud máxima del vano.

Dado que la luz máxima que tenemos es de 1 metro, podemos utilizar este tipo de rejilla para la elaboración de los peldaños de nuestras escaleras. El peso específico facilitado por el fabricante es de 0,3 kN/m². En la figura 2.19 podemos observar un peldaño de escalera de rejilla electrosoldada de las características geométricas de los utilizados en nuestra estructura.

✓ *Chapa lagrimada 3/4:*

En la elevación +25,400 se ha dispuesto chapa lagrimada 3/4 a petición de la empresa solicitante del proyecto para lograr una estanqueidad de la planta y que no pueda ser derramado ningún elemento. En la figura 2.20 se puede apreciar el dibujo de la misma.



Figura 2.19 Rejilla electrosoldada

MALLA a x b (mm)		25 x 38			25 x 50			25 x 76			25 x 100		
Portante h x e (mm)		20 x 2	20 x 3	25 x 2	25 x 3	30 x 2	30 x 3	35 x 2	35 x 3	40 x 2	40 x 3	50 x 3	
DISTANCIA ENTRE APOYOS (mm) Luz libre	L	Carga uniformemente repartida (kN/m²)											
	500	27,65	41,47	43,20	64,80	62,21	93,31	84,67	127,01	110,59	166,89	259,20	
	600	19,25	28,87	30,07	45,11	43,31	64,95	58,95	88,42	76,99	115,48	180,44	
	700	14,18	21,26	22,15	33,22	31,90	47,84	43,41	65,12	56,70	85,05	132,90	
	800	8,57	12,85	13,73	20,10	19,48	29,72	27,32	40,98	35,52	52,28	80,00	
	900	6,03	8,04	8,47	12,77	12,15	21,75	20,39	30,59	26,47	38,71	58,79	
	1000	4,41	6,61	6,89	10,33	9,90	17,85	16,90	25,35	21,99	32,98	49,60	
	1100	3,32	4,98	5,19	7,77	7,45	12,22	11,94	17,41	15,32	22,98	34,35	
	1200	2,56	3,85	4,01	6,26	6,01	9,65	9,16	13,74	12,07	18,05	27,06	
	1300	2,02	3,03	3,15	5,92	5,62	8,87	8,67	12,00	10,95	16,43	24,15	
	1400	1,62	2,43	2,54	4,75	4,57	7,87	7,61	10,74	9,72	14,12	21,73	
	1500	1,32	1,98	2,08	3,87	3,69	6,69	6,49	9,09	8,05	11,86	17,53	
	1600	1,09	1,64	1,73	3,20	3,09	5,53	5,35	7,49	6,46	9,55	14,80	
	1700	0,91	1,37	1,46	2,67	2,58	4,62	4,49	6,34	5,30	7,64	11,07	
	1800	0,77	1,16	1,24	2,26	2,16	3,90	3,73	5,20	4,17	6,25	9,03	
	1900	0,66	0,99	1,06	1,92	1,82	3,33	3,19	4,52	3,50	5,25	7,88	

h

e

25

a

b

25

• Apilo para soportar una Carga Concentrada de 1,5 kN aplicada en la posición más desfavorable repartida sobre una superficie de contacto de 200mm x 200mm, de acuerdo con la Norma "EN ISO 14122-2" SEGUNDA DE LAS MAQUINAS MEDIOS DE ACCESO PERMANENTE A MAQUINAS INSTALACIONES INDUSTRIALES. Parte 2: Plataformas de trabajo y pasarelas. Apertado 4.2.5 "Determinación de las cargas admisibles".

Carga uniformemente repartida (kN / m²)



Figura 2.18 Selección de rejilla electrosoldada



Figura 2.20. Chapa lagrimada 3/4

Estados Límite Últimos y de Servicio

3.1. INTRODUCCIÓN

En el siguiente capítulo se va a abordar todo lo que a normativa se refiere. Se estudiarán las distintas normativas tenidas en cuenta a la hora de elaborar el proyecto, así como la aplicación de las mismas para el cálculo de las acciones principales de la estructura, y sus combinaciones reglamentarias. Se estudiarán los coeficientes correspondientes para el estudio de los estados límite últimos (ELU), y los estados límite de servicio (ELS), ambos descritos en el Eurocódigo 1 [8].

3.2. ACCIONES

El objeto del presente apartado es exponer las acciones e hipótesis de cálculo, necesarias para realizar el posterior análisis de la estructura.

Dichas acciones han sido calculadas según la norma descrita en el capítulo 1 apartado 1.5.

3.2.1. Acciones permanentes

- Se considera el peso propio de la propia estructura metálica según el peso de cada perfil.
- Carga permanente del material de cubierta y cerramientos, chapa de carga $0,08 \text{ kN/m}^2$.
- Como material de piso se considera tramex $0,3 \text{ kN/m}^2$ en toda la estructura exceptuando EL+25.400 que tiene chapa lagrimada $0,45 \text{ kN/m}^2$.
- Las barandillas de todo el edificio vienen dadas por el diseñador con un peso de $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Peso propio de correas CF-140x3: $0,06 \text{ kN/m}^2$.
- Peso de los elementos de fijación: $0,02 \text{ kN/m}^2$.
- **EL+ 15.600:**
 - Conjunto 2 poleas cinta 0004-CB-0004: D=3,10 kN
 - Conjunto 1 polea cinta 0004-CB-0006: D=1,60 kN
- **EL+25.400:**
 - Retorno de cinta 0004-CB-0004: D=11 kN
 - Galería 0004-CB-0004: D=15 kN/Orejeta
- **EL+29.800:**
 - Estación de accionamiento 0003-CB-0003: D=13,5 kN

- Grupo motriz 0003-CB-0003: D=10,50 kN
- Boquilla de descarga 0003-CB-0003: D=24 kN
- Captador de polvo 0003-CB-0003: D=15 kN
- Galería 0003-CB-0003: D= 41 kN/orejeta
- **Cubierta:**
- Polipasto: D=5 kN

3.2.2. Acciones Variables

En el EN 1991-1-1 [8] se exponen las distintas categorías de acciones variables, a continuación se pasa a describir cada una de las categorías que tenemos en nuestro proyecto.

3.2.2.1. Sobrecarga de Uso

La cubierta se considera no transitable, accesible únicamente para conservación, por lo que calcularemos las correas para resistir una sobrecarga aislada de 0,3 kN/m² en toda el área de la cubierta.

• Carga viva tramex y chapa lagrimada:

Por criterios de diseño se establece una sobrecarga uniforme en toda la estructura donde se encuentra tramex y chapa lagrimada de valor 5 kN/m²

- **EL+15.600:**
 - Tiro de banda 0004-CB-0004: T=10 kN/ramal
 - Tiro de banda 0004-CB-0006: T=36 kN/ramal
- **EL+25.400:**
 - Sobrecarga de uso en galería 0004-CB-0004: L=3 kN/orejeta
 - Sobrecarga de cubierta en galería 0004-CB-0004: L=2 kN/orejeta
 - Sobrecarga de material en galería 0004-CB-0004: L=3 kN/orejeta
 - Sobrecarga de derrame de material en galería 0004-CB-0004: L=1 kN/orejeta
 - Tiro de banda 0004-CB-0004: T=10 kN/ramal
- **EL+29.800:**
 - Sobrecarga de uso en galería 0003-CB-0003: L=12 kN/orejeta
 - Sobrecarga de cubierta en galería 0003-CB-0003: L=9 kN/orejeta
 - Sobrecarga de material en galería 0003-CB-0003: L=14 kN/orejeta
 - Sobrecarga de derrame de material en galería 0003-CB-0003: L=2 kN/orejeta
 - Tiro de banda 0003-CB-000: T=28 kN
 - Par motor 0003-CB-0003: M=9,30 kNm
 - Atasco de material en boquilla 0003-CB-0003: A=120 kN
- **Cubierta:**
 - Polipasto: L=20 kN

3.2.2.2. Acción del Viento

Por criterios de diseño, los diseñadores establecen unas cargas de viento sobre los elementos externos a la torre, por tanto, se tienen cargas de viento producidas por la acción del viento sobre las cintas, dichas cargas son transmitidas a las orejetas, donde se lleva a cabo la unión entre la cinta transportadora y la torre.

- **EL+25.400:**
 - Viento longitudinal en galería 0004-CB-0004: W=5 kN/orejeta
 - Viento transversal en galería 0004-CB-0004: W=5 kN/orejeta
- **EL+29.800:**
 - Viento transversal en galería 0003-CB-0003: W=24 kN/orejeta

- **Calculo de la presión de viento:**
- **Presión Correspondiente a la velocidad de pico del viento:**

Según la norma Eurocódigo 1 parte 1-4 [10], la acción del viento, en general, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión de pico la ecuación que nos permite el cálculo de la misma es la ecuación 1.3:

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(Z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = C_e(z) * q_b \quad (1.3)$$

Siendo:

- q_p Presión del viento debida a la velocidad de pico.
- C_e Coeficiente de exposición.
- q_b Presión dinámica del viento.

La presión debido a la velocidad de pico será:

Para la altura $h = 26,8$ m según la ecuación 1.3

$$q_p(z) = C_e(z) * q_b = 3 * 0,36 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

Para la altura $b = 21,3$ m según la ecuación (1-3)

$$q_p(z) = C_e(z) * q_b = 2,8 * 0,36 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

- *Presión dinámica del viento*

El valor básico de la presión dinámica del viento se obtiene con la fórmula según la norma EN 1991-1-4 [10] y la ecuación 2.3:

$$q_b = 0,5 * \delta * V_b^2 \quad (2.3)$$

Siendo:

- δ densidad del aire
- V_b valor básico de la velocidad básica del viento.

Según la ecuación 2-3

$$q_b = 0,5 * 1,25 * 24 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

- ❖ **Densidad del Aire**

La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión.



Figura 3.1. Valor básico de la velocidad del viento, $v_{b,0}$

Se adopta el siguiente valor:

$$\delta = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

❖ Velocidad básica del viento

Dado que la localidad del Alquife se encuentra cerca de Granada se ha elegido una velocidad básica de viento de 24 m/s. Sustituyendo en la ecuación 3.3 podemos obtener la velocidad básica del viento.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * V_{b,0} \quad (3.3)$$

Siendo:

- $V_{b,0}$: Valor fundamental de la velocidad básica del viento, véase fig. 3.1.
- c_{dir} : Factor direccional.
- c_{season} : Factor estacional.

Dado que no se tienen valores en el Anejo Nacional de la norma, se ha optado por los valores recomendados por la misma.

$$c_{dir} = 1$$

$$c_{season} = 1$$

Por tanto según la ecuación 3-3:

$$v_b = 1 * 1 * 24 = 24 \text{ m/s}$$

❖ Coeficiente de exposición

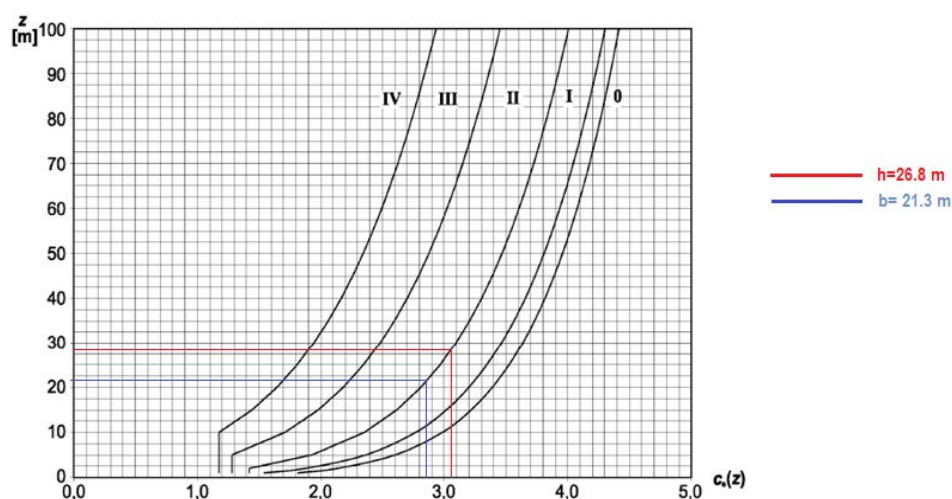
Dado que se carecen de datos exactos del entorno de nuestra estructura, se deduce que este será llano y con vegetación baja, con algunos obstáculos aislados.

Con esta información estamos en disposición de calcular el coeficiente C_e de exposición para las alturas de referencia obtenidas anteriormente. Para ello el EN 1991-1-4 [10] nos facilita la tabla 3.1.

Para el cálculo del coeficiente de exposición la norma establece una gráfica Fig. 3.3 que en función de la categoría del terreno y la altura de referencia del edificio podemos obtener el C_e correspondiente en función de la **altura de referencia**.

Categoría de terreno	Z_0 m	Z_{min} m
0 Mar abierto o zona costera expuesta al mar abierto	0,003	1
I Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos	0,01	1
II Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.	0,05	2
III Áreas con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.	0,3	5
IV Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m	1	10
Nota: Las categorías de terrenos se ilustran en el capítulo A.1		

Tabla 3.1. Categorías del terreno

Figura 3.3. Gráfica para obtener los valores C_e en función de la altura de referencia.

Para la altura $h= 26.8$ metros se considera un $C_e=3$

Para la altura $b= 21.3$ metros se considera un $C_e=2.8$

❖ Altura de referencia

Dado que vamos a calcular el coeficiente de exposición, cabe destacar que la norma establece una altura de referencia en función de la geometría del edificio para calcular las presiones Fig. 3.4.

Pese a que la altura de nuestro edificio es de 26,8 metros, solo los últimos 12 metros son los que están cerrados y por tanto donde el viento ejercerá la máxima presión.

Para saber en qué tipo de caso nos encontramos realizaremos la desigualdad propuesta por la normativa teniendo en cuenta que la separación entre pórticos de la fachada es de 6.5 m y la altura de cerramiento es de 12 metros.

$$6,5 < 12 < 13$$

Por tanto nos encontramos en el 2º caso (fig. 3.5), para calcular la presión de pico en dicho caso tendremos que obtener dos alturas de referencia, que son:

$$h = 12 \text{ m}$$

$$b = 6,5 \text{ m}$$

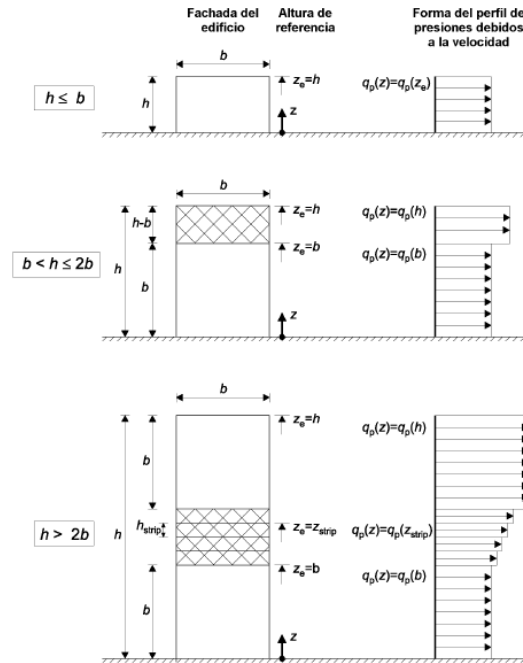


Figura 3.4. Distintas distribuciones de presiones en función de la altura.

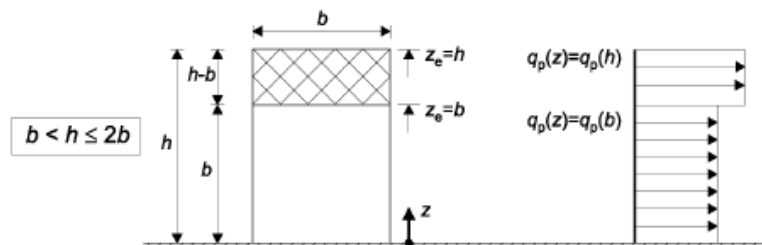


Figura 3.5. Caso de distribución seleccionado

Como la altura del edificio corresponde a 26.8 metros las alturas equivalentes serán:

$$h = 26,8 \text{ m}$$

b: Altura de cerramiento:

$$12 \text{ m} - 6,5 (b) = 5,5 \text{ metros}$$

$$b = 26,8 - 5,5 = 21,3 \text{ metros.}$$

• Coeficiente de presión exterior

Los coeficientes de presión exterior o eólico, C_{pe} , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma de la torre, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia.

En las tablas siguientes, se dan valores de coeficientes de presión para las diversas partes de la

estructura, obtenidos como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definidas en cada caso. En todas ellas la variable A se refiere al área de influencia del elemento o punto considerado. Cuando se aportan dos valores de distinto signo separados, significa que la acción de viento en la zona considerada puede variar de presión a succión, y que deben considerarse las dos posibilidades.

En todas las tablas puede interpolarse linealmente para valores intermedios de las variables. Los valores nulos se ofrecen para poder interpolar.

Dado que tenemos varios casos de dirección del viento haremos una clasificación previa para de esta manera referenciar posteriormente los coeficientes y las presiones según esta nomenclatura.

Viento a $0^\circ \rightarrow$ viento que presiona el vano de 7 metros.

Viento a $90^\circ \rightarrow$ viento que presiona el vano de 6.5 metros.

Caso 1 \rightarrow Viento a 0°

Los datos geométricos son:

$d=6,5$ m

$b= 7$ m

$A= 1,3$ m

$B= 5,7$ m

Caso 2 \rightarrow Viento a 90°

Los datos geométricos son:

$d=7$ m

$b= 6,5$ m

$A= 1,3$ m

$B= 5,2$ m

$C=0,5$ m

Para la definición de la resultante del coeficiente de presión exterior en los paramentos, se utiliza lo dispuesto a continuación:

Fachada:

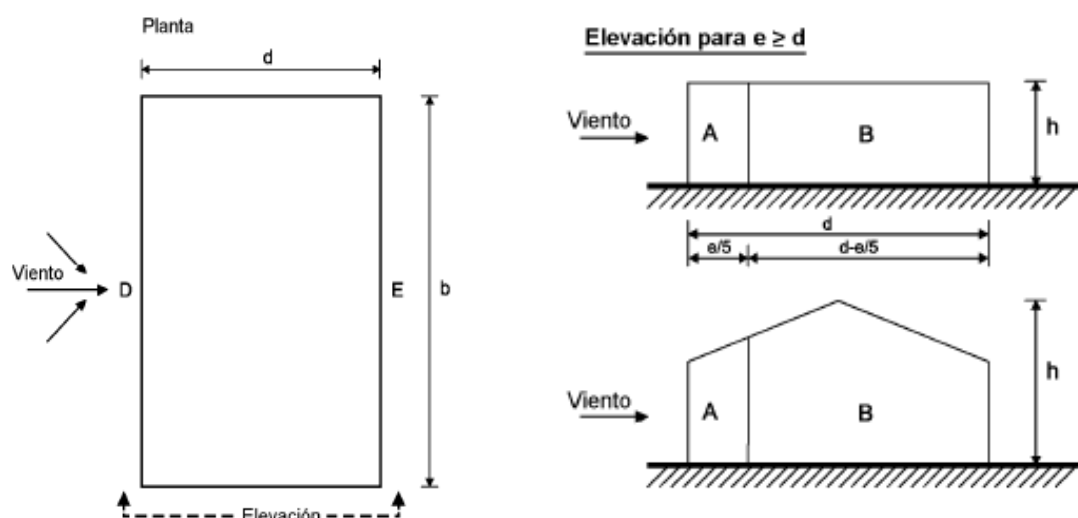


Figura 3.6. Zonas de presión de viento en la fachada

Con los datos geométricos podemos obtener los valores de los distintos coeficientes de exposición, para ello calcularemos las distintas zonas en función de la figura 3.6 y realizaremos las interpolaciones necesarias de las tablas facilitadas por el EN 1991-1-1 [8], y que podemos observar la tabla 3.2.

Tabla 7.1
Valores recomendados para los coeficientes de presión externa en muros verticales de edificios de planta rectangular

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tabla 3.2 Coeficientes de presión para fachadas

Cpe en la fachada Caso 1:

$$\frac{h}{d} = \frac{26,8}{6,5} = 4,12$$

Para un $h/d = 4,12$ y $C_{pe,10}$ obtenemos los siguientes valores:

h/d	Zonas->	A	B	C	D	E
4,12		-1,2	-0,8	-	+0,77	-0,63

Nótese que las zonas D y E han sido multiplicadas por el factor 0.97 impuesto por la Norma para tener en cuenta la falta de correlación entre las diferentes presiones en los lados de sotavento y barlovento.

Cpe en la fachada Caso 2:

$$\frac{h}{d} = \frac{26,8}{7} = 3,82$$

Para un $h/d = 3,82$ obtenemos los siguientes valores:

h/d	Zonas->	A	B	C	D	E
3,82		-1,2	-0,8	-0,5	+0,76	-0,61

Nótese que las zonas D y E han sido multiplicadas por el factor 0.96 impuesto por la norma para tener en cuenta la falta de correlación entre las diferentes presiones en los lados de sotavento y barlovento.

Cubierta:

Para el caso de la cubierta, dado que en las tablas de coeficientes de exposición hay dos valores, tendremos varios casos que a continuación describiremos.

En el caso del viento a 0° tendremos dos hipótesis de exposición por lo que tendremos dos valores de exposición, los nombraremos como caso A y caso B.

Para el caso de viento a 90° solo hay una hipótesis y la nombraremos como caso C y las distintas distancias serán calculadas de acuerdo con las tablas facilitadas por el EN 1991-1-4 [10] y en las figuras 3.8 y 3.9.

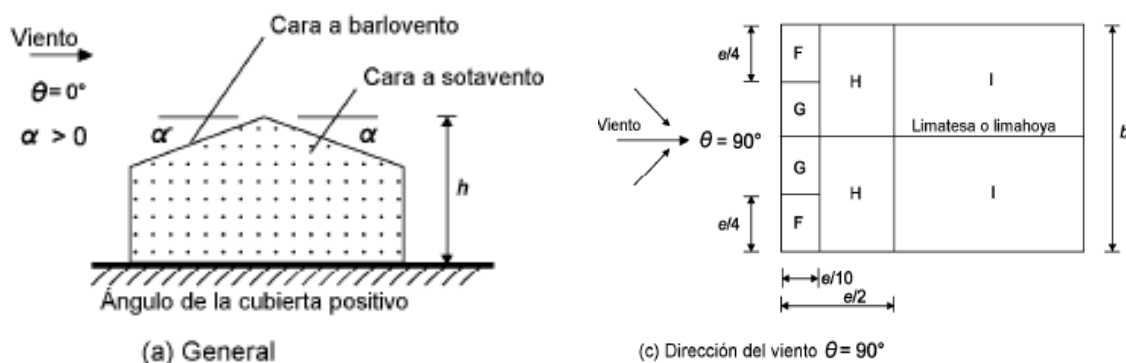


Figura 3.8. Zonas de presión

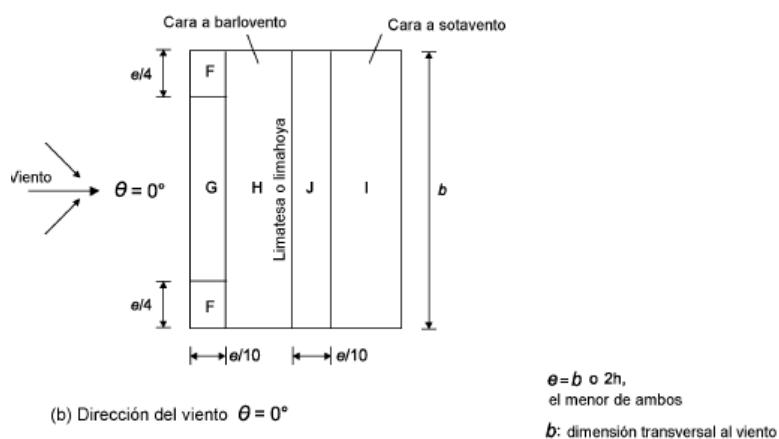


Figura 3.9. Zonas de presión

La tabla que nos facilita la norma para el caso de viento a 0° es la facilitada por el EN 1991-1-4 [10], y está en la tabla 3.3.

Para un ángulo de cubierta= $12,15^\circ$ mediante interpolaciones obtenemos los valores:

Caso A:

α	Zonas->	F	G	H	I	J
12,15		-1,12	-0,91	-0,38	+0,45	-0,65

Caso B:

α	Zonas->	F	G	H	I	J
12,15		+0,14	+0,14	+0,14	-0,17	-0,17

La tabla que nos facilita la norma para el caso de viento a 90° es la facilitada por EN 1991-1-4 [10] es la tabla 3.4.

Para un ángulo de cubierta= $12,15^\circ$ mediante interpolaciones obtenemos los valores:

Caso C:

α	Zonas->	F	G	H	I	J
12,15		-1,38	-1,3	-0,62	-0,52	-

Tabla 7.4b
Coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tabla 3.4. Coeficientes C_p

Tabla 7.4a
Coeficientes de presión externa para cubiertas a dos aguas

Ángulo de la cubierta α	Zona con dirección del viento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2			+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTA 1 – Para un ángulo $\theta = 0^\circ$ la presión cambia rápidamente de valores positivos a negativos en la cara situada a barlovento alrededor de un ángulo de cubierta de $\alpha = -5^\circ$ a $+45^\circ$, por lo que se dan valores positivos y negativos en la tabla. En estas cubiertas, se deberían considerar cuatro casos en los que los valores más altos y más pequeños de todas las áreas F, G, y H se combinen con los valores más altos y más pequeños de las áreas I y J. No se permite el empleo de valores positivos y negativos sobre la misma cara.

NOTA 2 – Se puede emplear la interpolación lineal para valores de ángulo de cubierta intermedios del mismo signo. (No se permite la interpolación entre $\alpha = +5^\circ$ y $\alpha = -5^\circ$, para ello se emplean los datos correspondientes a las cubiertas planas del apartado 7.2.3). Los valores iguales a 0,0 se incluyen para facilitar la interpolación.

Tabla 3.3, Coeficientes C_e

• Presión de viento en la estructura

La presión de viento en la estructura viene determinada por la expresión recogida en la norma EN 1991-1-4 [10] y formulada anteriormente como ecuación (1.3)

Esta es la expresión para las superficies exteriores, en el caso de haber presiones interiores se determinaría según otra expresión, en nuestro caso como a pesar de haber huecos en la torre dichos huecos se encuentran tapados y tan solo se abren en pocas ocasiones y no en condiciones adversas se ha optado por no incluir ninguna hipótesis de viento interior.

A continuación nos disponemos a calcular las presiones de viento, ya que tenemos la presión de pico a la altura de referencia y los distintos coeficientes de exposición. Cabe destacar que dado la escasa diferencia en las presiones según la altura de referencia, para no hacer excesivas las hipótesis de cálculo se ha optado por un criterio conservador, es decir, se tomara la presión de referencia más desfavorable para todas las hipótesis.

Aplicando la ecuación (1.3) obtenemos las distintas presiones de viento en la fachada y cumbrera.

Fachada:**Caso 1:**

Zonas->	A	B	C	D	E
kN/m ²	-1,30	-0,86	-	+0,83	-0,68

Caso 2:

Zonas->	A	B	C	D	E
kN/m ²	-1,30	-0,86	-0,54	+0,82	-0,66

Cubierta:**Caso A:**

Zonas->	F	G	H	I	J
kN/m ²	-1,21	-0,98	-0,41	+0,49	-0,70

Caso B:

Zonas->	F	G	H	I	J
kN/m ²	+0,15	+0,15	+0,15	-0,18	-0,18

Caso C:

Zonas->	F	G	H	I	J
kN/m ²	-1,49	-1,40	-0,67	-0,56	-

Como resumen de las combinaciones que se hacen dependiendo de la dirección del viento se tendrá en cuenta que para el viento a 0° se tiene una hipótesis de fachada y dos hipótesis de cubierta, para el viento a 90° se tiene una hipótesis de fachada y una hipótesis de cubierta.

1º Combinación: Caso 1 + Caso A

2º Combinación: Caso 1 + Caso B

3º Combinación: Caso 2 + Caso C

Estas combinaciones serán usadas en el capítulo 5 apartado 5.4.3.2

3.2.2.3. Nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma de la cubierta, de los efectos del viento y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal que puede tomarse la expresión 4.3 que nos facilita el EN 1991-1-3 [9]:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (4.3)$$

Siendo:

- μ_i coeficiente de forma de la carga de nieve.
- C_e coeficiente de exposición.
- C_t Coeficiente térmico
- S_k valor característico de la nieve a nivel del terreno.

• **Carga de nieve sobre un terreno horizontal S_k**

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, s_k , se puede obtener, para la zona y la altitud topográfica, de la figura 3.10

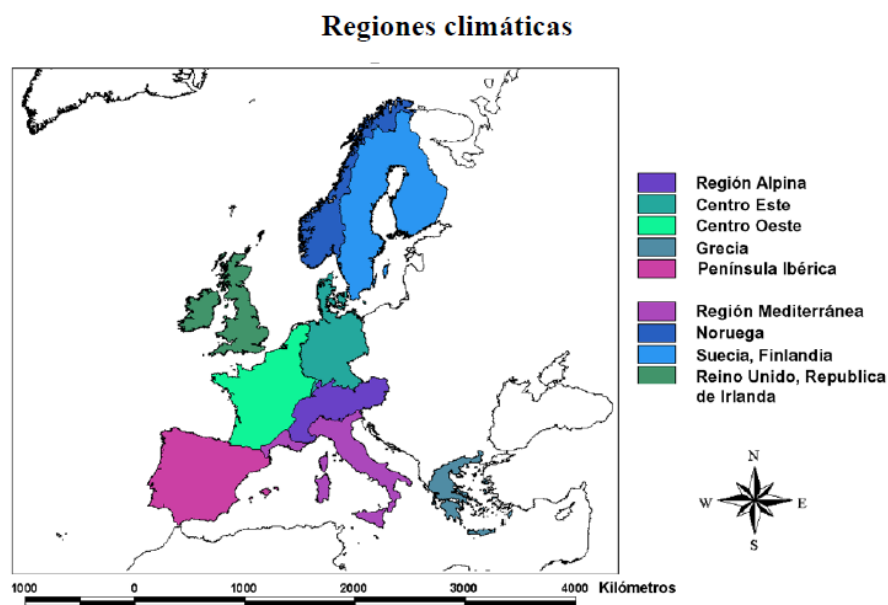


Figura 3.10. Zonas climáticas en invierno

Sabiendo en que región nos encontramos, la norma EN 1991-1-3 [9] facilita una expresión para el cálculo de la carga de nieve en función de la altitud que se expone en la figura 3.11.

Península Ibérica	$s_k = (0,190Z - 0,095) \left[1 + \left(\frac{A}{524} \right)^2 \right]$	(5.3)
-------------------	----------------------------------------------------------------------------	--------

Figura 3.11 Ecuación para el cálculo de la carga de nieve

Siendo:

- Z número de la zona dado en el mapa. (fig. 3.12)
- A altitud del emplazamiento sobre el nivel del mar (m).

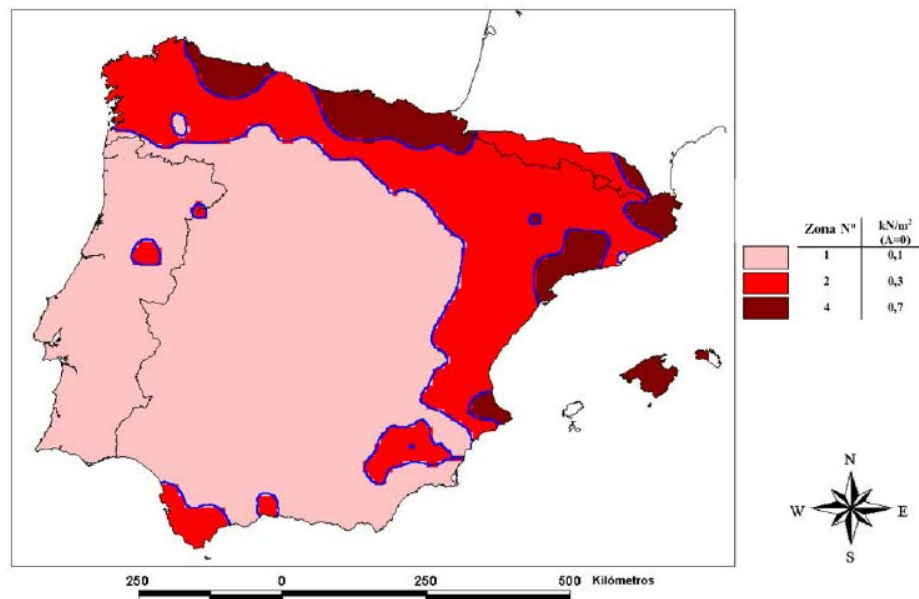


Figura 3.12 Mapa de las zonas de nieve españolas.

Sabiendo que Alquife se encuentra a una altitud de 1191 m sobre el nivel del mar, sustituyendo los valores en la fórmula 5.3 se obtiene el valor de s_k :

$$s_k = (0.190 * 1 - 0.095) * \left[1 + \left(\frac{1191}{524} \right)^2 \right] = 0.58 \text{ kN/m}^2$$

- ***Coefficiente de forma***

El viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que origina un depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas. Por ello, el espesor de la capa de nieve puede ser diferente en cada faldón.

En este caso, según el ángulo de inclinación de la cubierta a dos aguas existe varias hipótesis para cada faldón estas se exponen en la imagen 3.13 procedente de la norma EN 1994-1-3 [9].

- ***Coefficiente de exposición***

El coeficiente de exposición se emplea para determinar la carga de nieve de la cubierta. Dependiendo del tipo de topografía existen varias opciones, en nuestro caso hemos determinado que la estructura estará expuesta al viento, ya que la estructura se encuentra poco protegida del viento.

Según la tabla facilitada por la norma EN 1994-1-3 [9] el coeficiente $C_e = 0.8$ como se puede observar en la tabla 3.5.

- ***Coefficiente térmico***

El coeficiente térmico se emplea para tener en cuenta la reducción de la carga de nieve en cubiertas con transmisión térmica alta, en particular cubiertas de vidrio, debido a la nieve que se derrite por pérdidas térmicas. Dado que no es el caso de nuestra estructura, la norma EN 1994 en el apartado 1-4 [10] nos facilita el coeficiente $C_t = 1$.

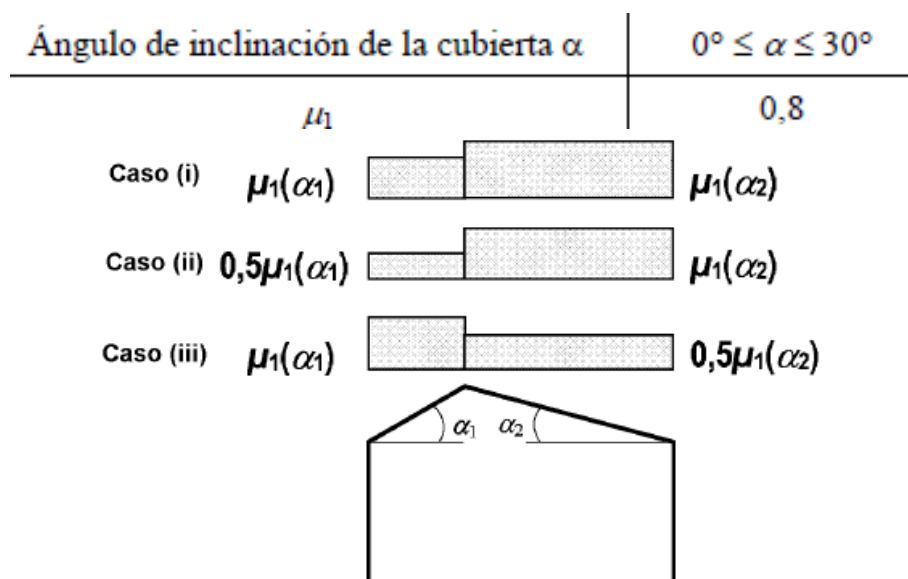


Figura 3.13 Hipótesis de carga de nieve en cubiertas a dos aguas.

Topografía	C_e
Expuesta al viento ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Protegida ^c	1,2

^a Topografía expuesta al viento: áreas llanas, sin obstáculos, expuestas en todos sus frentes o poco protegidas por el terreno, por construcciones más altas o por árboles.

^b Topografía normal: áreas en las que no es previsible redistribución de la nieve debido al terreno, a otras construcciones o a árboles.


^c Topografía protegida: áreas en las que la obra en cuestión es considerablemente más baja que el terreno circundante o que está rodeada de árboles altos y/o construcciones más altas.

Tabla 3.5 coeficiente de exposición según el terreno

• Hipótesis de nieve

Teniendo en cuenta las posibles distribuciones asimétricas de nieve, debidas al transporte de la misma por efecto del viento, el coeficiente de forma variará reduciéndose a la mitad en las partes que la acción sea favorable. Por tanto, tenemos las siguientes hipótesis de nieve, aplicando la ecuación 4.3 obtenemos los siguientes resultados para las distintas hipótesis:


✓ Nieve 1:

Caso (i) $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$

$\mu_i=0,8$

$$S = 0,8 * 0,8 * 1 * 0,58 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

✓ Nieve 2:

Caso (ii) $0,5\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$

$\mu_i=0,8$

$$S = 0,5 * 0,8 * 0,8 * 1 * 0,58 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,8 * 0,8 * 1 * 0,58 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

✓ Nieve 3:

$$\text{Caso (iii)} \quad \mu_1(\alpha_1) \quad \mu_2(\alpha_2) \quad 0,5\mu_1(\alpha_2)$$

$$\mu_i=0.8$$

$$S = 0,8 * 0,8 * 1 * 0,58 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,5 * 0,8 * 0,8 * 1 * 0,58 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3. Sismo

- **EL+25.400:**

- Sismo longitudinal en galería 0004-CB-0004: E=3 kN/orejeta
- Sismo transversal en galería 0004-CB-0004: E=3 kN/orejeta
- Sismo vertical en galería 0004-CB-0004: E=4 kN/orejeta

- **EL+29.800:**

- Sismo transversal en galería 0003-CB-0003: E=12 kN/orejeta
- Sismo vertical en galería 0003-CB-0003: E=16 kN/orejeta

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura 3.14 facilitada por la NCSE-02 capítulo 2.2 [15]. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, a_b (un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno) y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.



Figura 3.14 Mapa de peligrosidad sísmica

- **Aceleración sísmica de Cálculo**

Según la norma NCSE (Norma de Construcción Sismorresistente) [15], la aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define en la ecuación 6.3 como el producto:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (6.3)$$

Siendo:

- a_b Aceleración sísmica básica
- ρ Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

Toma los siguientes valores:

❖ construcciones de importancia normal: $\rho = 1,0$

❖ construcciones de importancia especial: $\rho = 1,3$

➤ $S \rightarrow$ Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

❖ Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1 \cdot g$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

❖ Para $0,1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0,4 \cdot g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

❖ Para $0,4 \cdot g \leq \rho \cdot a_b$

$$S = 1,0$$

Siendo:

- C Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

Se clasifican los siguientes tipos de terreno:

Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s

Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s \geq 400$ m/s

Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla: $400 \text{ m/s} \geq v_s \geq 200$ m/s

Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna un valor del coeficiente C indicado en la tabla 3.5:

Tipo de Terreno	Coeficiente
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tabla 3.5. Coeficientes del terreno

Por tanto, para la torre situada en Alquife (Granada) y clasificando la obra como "Construcción de Importancia Normal", se tienen los siguientes valores:

- Aceleración sísmica básica: $a_b=0,13$
- Coeficiente de contribución: $K=1$
- Coeficiente adimensional de riesgo: $p=1$
- Coeficiente según el tipo de terreno II: $C=1,3$
- Coeficiente de amplificación del terreno: $S=1,04$

Aceleración sísmica de cálculo, según la ecuación 6.3 obtenemos:

$$a_c = 1,04 * 1 * 0,13 = 0,135 \text{ m/s}^2$$

3.3. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios según norma EN1990. Según se apliquen dichos coeficientes de ponderación, nos encontraremos en ELU o ELS. Para ello se definen varias situaciones que se describen a continuación, los coeficientes de ponderación para dichas ecuaciones se pueden encontrar en los puntos 3.2.1 y 3.2.2 para los distintos materiales utilizados:

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- **Situaciones Sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_{E,k} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Siendo:

- $G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k es el valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ es el valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

- $\psi_{1,1 Qk,1}$ es el valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\psi_{2,i Qk,i}$ es el valor representativo cuasipermanente de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k es el valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ es el valor característico de la acción sísmica

3.3.1. Coeficientes de ponderación para Acero estructural

En la combinación de acciones se consideran las acciones ponderadas, que es el producto de una acción característica por el coeficiente de ponderación γ que corresponda.

A efectos de aplicación de coeficientes de ponderación las acciones se clasifican en constantes y variables:

- Se consideran acciones constantes las que actúan o pueden actuar en todo momento o durante un largo período de tiempo con valor fijo en posición y magnitud. Se incluyen en este tipo el peso propio, la carga permanente, el peso y empuje del terreno, las acciones térmicas y los asientos de las cimentaciones.
- Como acciones variables se consideran las sobrecargas de uso o explotación, las sobrecargas de ejecución que puedan presentarse durante el período de montaje y construcción, las acciones del viento, las sobrecargas de nieve y las acciones sísmicas.
- Los coeficientes de ponderación según la hipótesis de carga, la clase de acción y el efecto favorable o desfavorable de la acción se indican en las tablas 3.6 y 3.7.

Situaciones persistentes o transitorias				
	Coeficientes parciales de seguridad γ		Coeficientes de Combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga Permanente (G)	0,8	1,35	-	-
Sobrecarga	0	1,5	0,7	0,7
Viento	0	1,5	0,6	0,2
Nieve	0	1,5	0,7	0,5

Tabla 3.6. Coeficientes de ponderación de acciones para estructuras de acero en situaciones persistentes o Transitorias

Situaciones Sísmicas				
	Coeficientes parciales de seguridad γ		Coeficientes de Combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga Permanente (G)	1	1	-	-
Sobrecarga	0	1	0	0
Viento	0	1	0	0
Nieve	0	1	0	0,2
Sismo	-1	1	1	0

Tabla 3.7. Coeficientes de ponderación de acciones para estructuras de acero en situaciones sísmicas

3.3.2. Coeficientes de ponderación para Hormigón Armado

Las acciones se pueden clasificar por su variación en el tiempo en los siguientes grupos:

- Acciones permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición.
- Acciones permanentes de valor no constante (G*): Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante. El pretensado (P) puede considerarse de este tipo.
- Acciones variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura.
- Acciones accidentales (A): Son aquellas cuya posibilidad de actuación es pequeña pero de gran importancia.

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los Estados Límites Últimos se adoptan los valores de la siguiente tabla 3.8, para un nivel de control de ejecución normal.

Situaciones persistentes o transitorias				
	Situaciones persistentes o transitorias.		Situación Accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente	1	1,35	1	-
Pretensado	1	1	1	0
Permanente de valor no constante	1	1,5	1	1
Variable	0	1,5	0	1
Accidental	-	-	1	1

Tabla 3.8. Coeficientes de seguridad sobre acciones para los estados límites últimos en estructuras de hormigón

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio se adoptan los valores de la tabla 3.9.

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretensa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postensa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 3.9. Coeficientes de seguridad sobre acciones para los estados límites de servicio en estructuras de hormigón.

Introducción al programa Robot 2012

4.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, se exponen los conocimientos utilizados para el cálculo de una estructura de nuestras características. Se desarrollaran temas como el tratamiento del pandeo y pandeo lateral que hace el programa así como los distintos métodos de análisis que se pueden utilizar.

Por último, se indicaran las pautas para efectuar un dimensionamiento de la estructura y como llevar a cabo el cálculo de las uniones del proyecto.

4.2. PREFERENCIAS DEL PROYECTO

Una vez se tiene instalado y abierto el programa, antes de comenzar a introducir la geometría se deben configurar todos los parámetros que van a definir nuestro proyecto, desde el número de decimales que se quiere hasta el tipo de mallado que se desea en la estructura. Sin más preámbulos vamos a presentar el menú que nos ofrece Robot para ir viendo las distintas opciones que nos facilita en la figura 4.1 se puede apreciar la ventana del que aparece en con el comando preferencias de proyecto.

Pestañas utilizadas:

- **Unidades y Formatos:** Se establecen los decimales que se quieren tener en todas las opciones del programa, tanto en geometría como en cálculos.
- **Materiales:** Es indispensable indicar el tipo de material que se va a usar en la estructura, para nuestro caso se definió el acero S275.
- **Catálogos:** En la pestaña catálogos se definen los tipos de perfilería que se van a usar. Robot lleva instalado por defecto numerosos catálogos de diferentes países, estos serán utilizados dependiendo de las características del proyecto.
- **Normas para:** En esta pestaña se eligen las normativas que se desean para cada tipo de análisis, nuevamente robot posee en su base de datos multitud de normativas de diferentes países que pueden ser utilizadas. En esta pestaña se definen las normas que se usarán para el cálculo de acero, madera, uniones, geotecnia y hormigón.
- **Análisis de la Estructura:** En esta pestaña se elige el tipo de análisis con el que se quiere que resolver la estructura.

- **Mallado:** En la pestaña de mallado, se elegirá el tipo de mallado que queremos que el programa realice en los elementos como pueden ser chapas, etc.

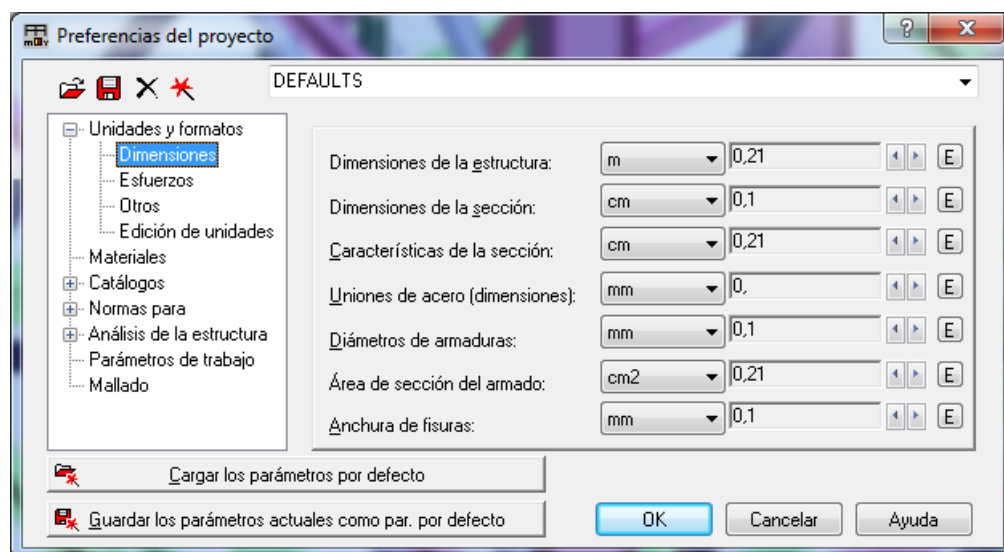


Figura 4.1. Menú Preferencias del proyecto

4.3. PARÁMETROS DE CÁLCULO EN EL PROGRAMA

En el desarrollo de un proyecto con el programa robot, una vez que se ha introducido la geometría, barras, etc., el siguiente paso que se debe hacer es asignar las propiedades a cada perfil, pandeo, pandeo lateral y flechas, así como un material diferente en el caso que fuese necesario. Ahora bien, para asignar las propiedades a las barras robot tiene una pestaña exclusiva llamada “Características” cuya función es realizar la asignación de propiedades a las barras. Para acceder a dicha ventana se puede hacer desde el menú indicado en la figura 4.2.

Una vez nos encontramos en la ventana “Características”, se activan una serie de pantallas en nuestra ventana que ya nos permiten ir definiendo secciones y características de paneles. Lo más utilizado en esta ventana es el icono de tipo de barra. Este se encuentra en la parte paleta vertical derecha de la barra de botones del programa.

Cuando se accede a este menú el programa nos permite crear una configuración para un tipo de barra donde se define el Pandeo, Pandeo Lateral y Flechas, registrarlo con un nombre y posteriormente ser guardado y aplicado a las barras que se necesite.

Cuando se ha accedido al icono (ver fig. 4.3) y se ha creado un nuevo tipo de barra se pasa a la ventana que define la configuración que tendrá nuestra barra cuando sea asignada.

En esta ventana se puede tratar el pandeo y pandeo lateral de dos maneras distintas pero equivalentes. La primera opción es aplicar el coeficiente de pandeo y pandeo lateral en ambos ejes en caso de que sea calculado a mano previamente. Esta opción es buena cuando se trata de casos aislados o pocas barras. En general, en una estructura de gran cantidad de barras es muy difícil utilizar este método ya que supondría crear una nueva definición para cada tipo de barra.

En nuestro caso hemos utilizado el método que tiene el programa en el cual realiza un análisis de las condiciones de restricción que tiene cada barra y en base a eso calcula un coeficiente de pandeo y pandeo lateral. En caso de tener barras con pandeo lateral accediendo a la ventana de pandeo lateral se

puede definir también el pandeo, en caso contrario solo se define el pandeo.

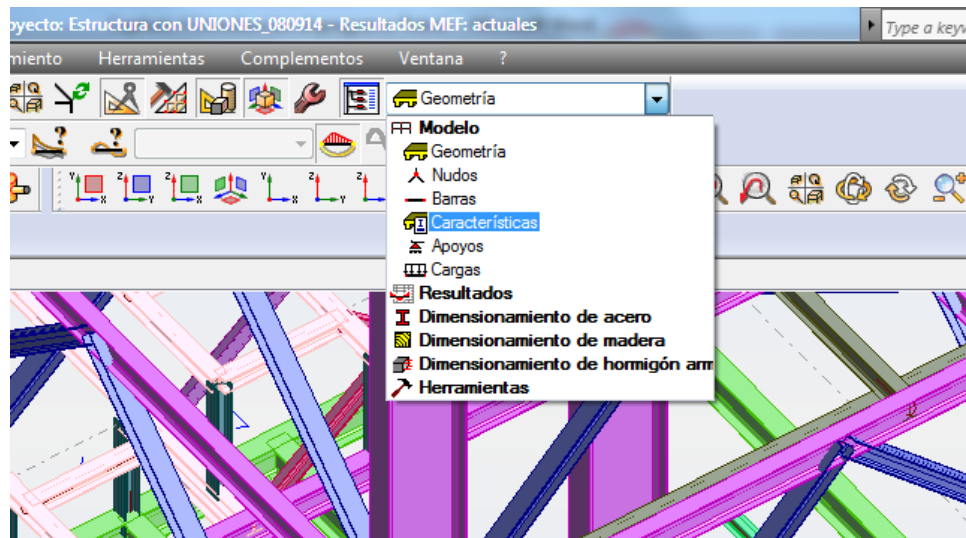


Figura 4.2. Elección de la pestaña características

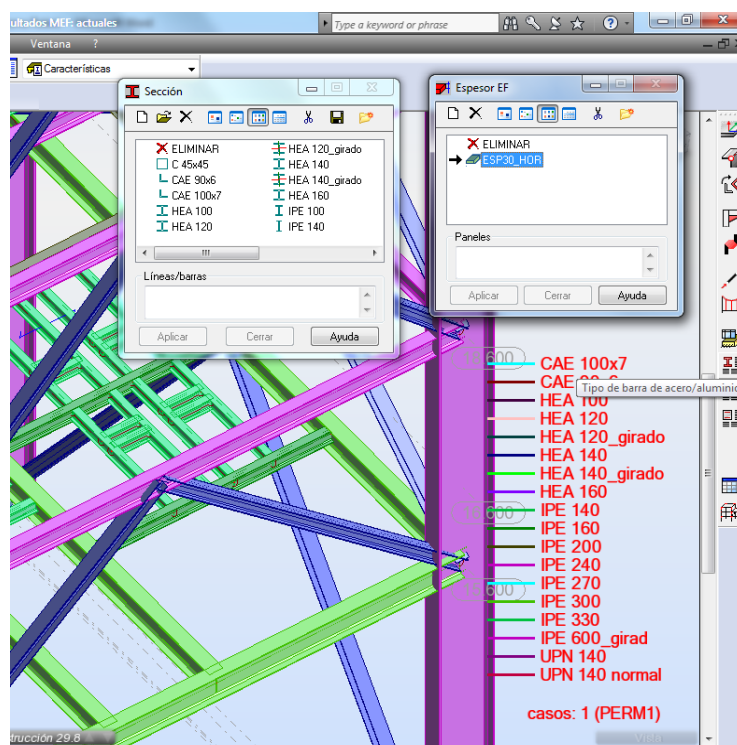


Figura 4.3. Icono de acceso a la definición de características

En caso de tener barras con pandeo lateral accediendo a la ventana de pandeo lateral, se puede definir también el pandeo, en caso contrario solo se define el pandeo.

Para acceder a la ventana de definición del pandeo, se debe hacer clic en el botón que se muestra a continuación en la figura 4.4.

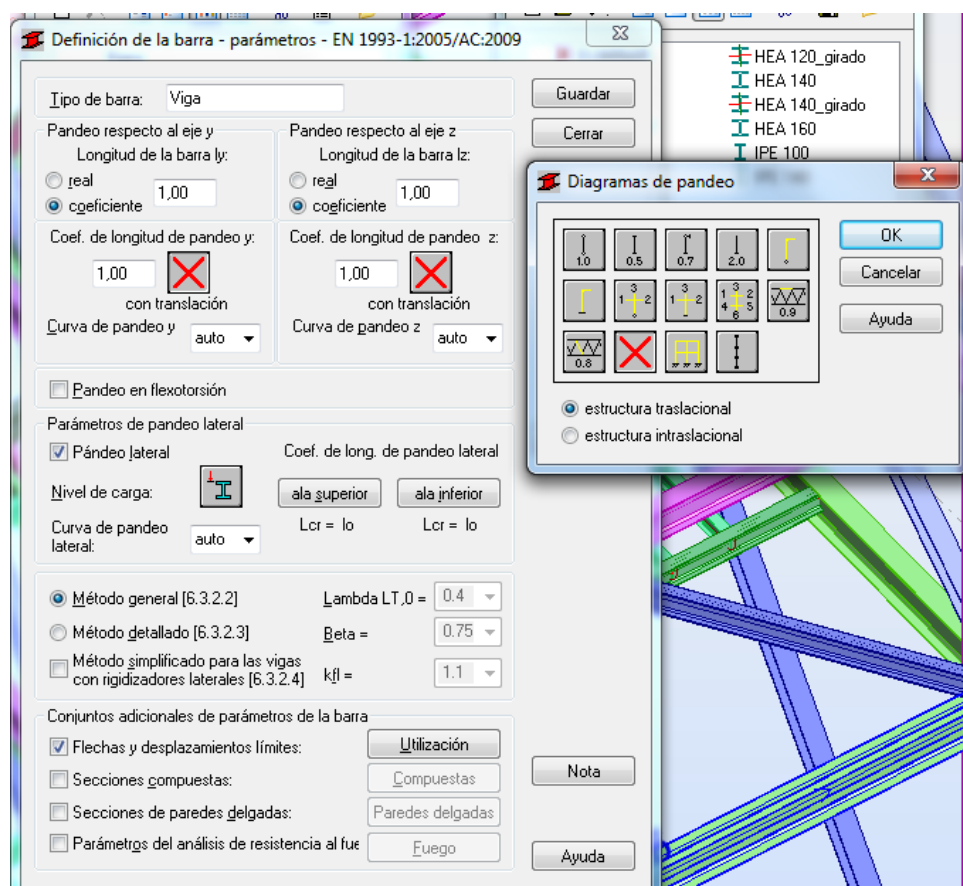


Figura 4.4. Iconos de acceso a la definición del pandeo

Una vez hemos hecho clic en el icono seleccionado nos aparece la ventana de la figura 4.5.

Cuando estamos en la ventana de la figura 4.5 tenemos libertad para definir las restricciones de pandeo y pandeo lateral así como la aparición de rigidizadores en la estructura, etc. En nuestro caso hemos seleccionado añadir automáticamente coordenadas de apuntalamiento en los puntos con elementos adyacentes en el plano de pandeo, con esto el programa añade a cada barra a la que apliquemos esta configuración las coordenadas de las vigas adyacentes que impiden el pandeo en cualquier eje.

Esta opción la hemos seleccionado en todos los casos de pandeo y alabeo, con esto nos aseguramos que el programa hará un cálculo correcto de los parámetros teniendo en cuenta las restricciones de cada barra individual a la que se aplique esta configuración.

Una vez hemos definido las coordenadas que definen el apuntalamiento de nuestras vigas, el programa da la opción de que método utilizar para el cálculo del pandeo lateral. El método general (EN 1993, 6.3.2.2) [12] o el método detallado (EN 1993, 6.3.2.3) [12], se debe elegir uno de los dos, en nuestro caso hemos seleccionado el método general.

Terminada la definición del pandeo y pandeo lateral lo siguiente que definiremos serán las flechas y desplazamientos límite que queremos en nuestra estructura. Para ello, sin salirnos de la ventana de la figura 4.4, haremos clic en el cuadro que marca la activación de flechas y desplazamientos límite. Al hacerlo nos aparecerá la ventana de la figura 4.6.

En esta ventana, dependiendo de lo que estemos definiendo activaremos las casillas de flecha o desplazamiento en cabeza de pilar. Una vez activadas definiremos la restricción que se desee utilizar

L/300, L/250 etc. Una vez terminado de configurar la ventana aplicamos OK y guardamos las propiedades antes de salirnos definitivamente de la ventana.

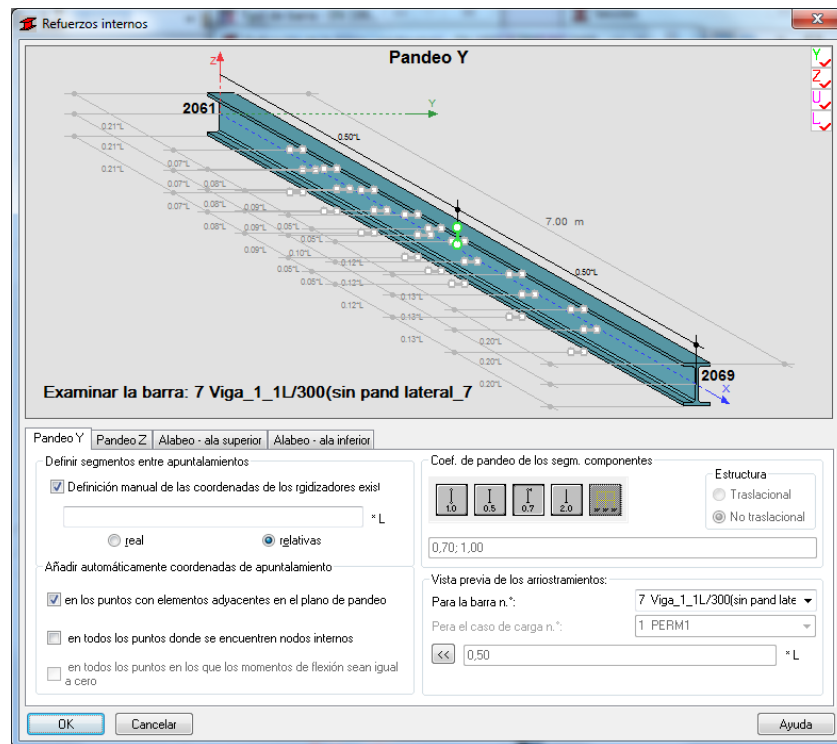


Figura 4.5. Ventana para definición de las restricciones internas.

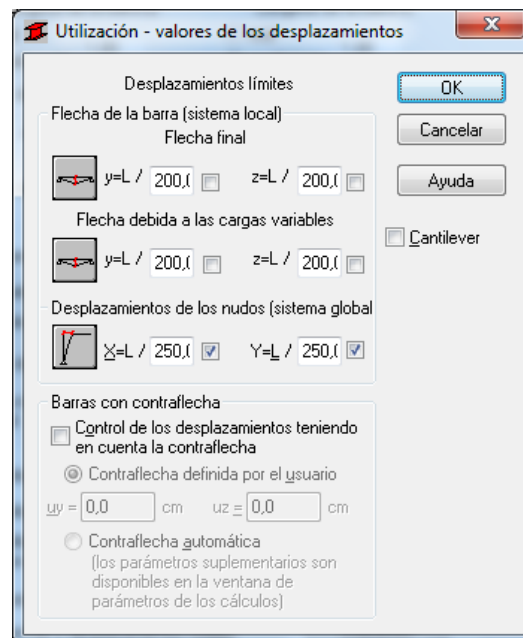


Figura 4.6. Ventana para definición de flechas y desplazamientos

4.4. TIPOS DE INESTABILIDADES EN ROBOT

Antes de pasar a los métodos de análisis que utiliza el programa, es necesario adentrarse en los tipos de inestabilidades que pueden ocurrir cuando se analiza una estructura con el programa robot, ya que esto es un claro indicio de que no tenemos bien diseñada nuestra estructura.

Los tipos de inestabilidades que pueden darse en robot son:

- **Inestabilidad Tipo 1** La aparición de este tipo nos indica que se hay un valor nulo sobre la diagonal de la matriz de rigidez.
- **Inestabilidad Tipo 2:** Un elemento con valor nulo se encuentra sobre la diagonal de la matriz de rigidez invertida.
- **Inestabilidad Tipo 3:** La desproporción entre ciertos valores del elemento de la matriz de rigidez es demasiado grande.

El 1º, 2º y a veces el 3º tipo de inestabilidad son generalmente provocados por una inestabilidad mecánica de la estructura. Por ejemplo, si una parte de la estructura es un mecanismo, o bien si los parámetros de apoyo de la estructura son insuficientes, el 3º tipo de inestabilidad se puede producir si hay grandes diferencias de sección entre ciertos elementos (grandes diferencias de rigidez entre dos elementos contiguos).

Las inestabilidades de tipo 1 o 2 implican que los resultados son erróneos y por tanto hay que corregir el modelo. Por el contrario, la inestabilidad tipo 3 en el 98% de los casos puede ser ignorada ya que no implica error, pero se recomienda revisar el modelo.

A continuación en la figura 4.7 se puede observar un ejemplo claro de lo que sería una inestabilidad tipo 3, uno de los pilares principales se le ha cambiado la sección que pasa de IPE 600 a un angular 40x3 el programa nos avisa que existe una inestabilidad tipo 3 en el nudo 4, esto es como consecuencia de la gran disparidad entre los valores de la matriz de rigidez puesto que es muy grande la diferencia entre las áreas e inercias de los perfiles.

En la figura 4.7 podemos observar un claro ejemplo de inestabilidad tipo 3 producida por la mala definición de uno de los pilares el cual se ha definido como un angular 40x3. El cambio de sección de IPE 600 a angular es el que produce la inestabilidad apreciada.

4.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS SOLVENTES DE LA ESTRUCTURA

En el siguiente capítulo se exponen los métodos de análisis solventes que se pueden utilizar con robot. También se realiza un breve resumen del funcionamiento de los dos métodos utilizados en el presente proyecto.

Para empezar vamos a dividir los métodos de análisis en estáticos y dinámicos.

Cálculos Estáticos:

- método frontal
- método Skyline: Este método numérico de resolución de matrices se caracteriza por presentar un ancho de banda muy grande pero con muchos elementos nulos en su interior. Resuelve las ecuaciones de la matriz de rigidez operando desde la primera ecuación hasta la última.
- método sparse
- método iterativo

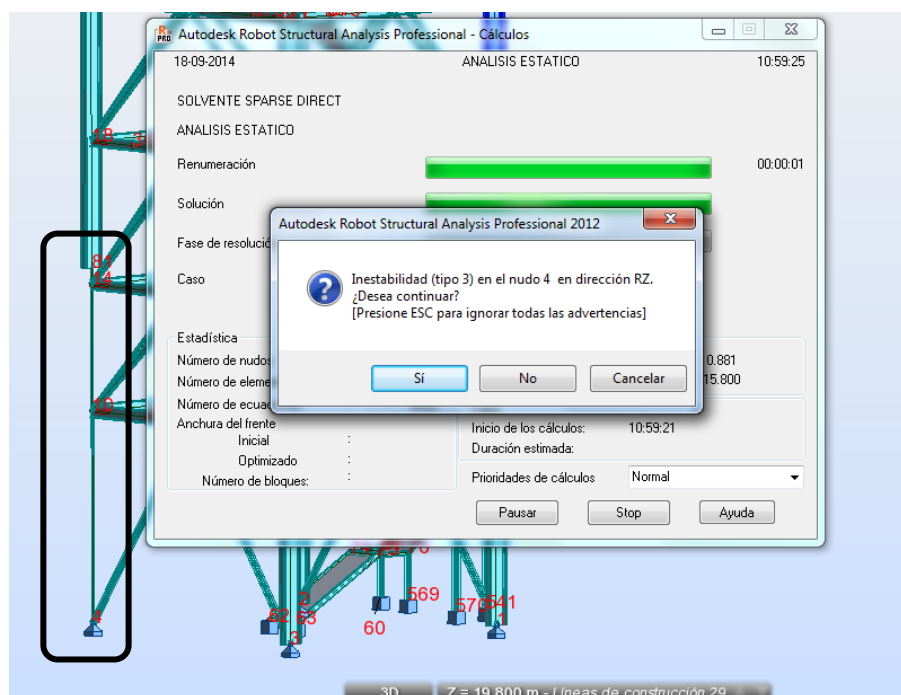


Figura 4.7. Ejemplo de inestabilidad tipo 3

Cálculos dinámicos (métodos básicos)

- método iterativo en el subespacio o método iterativo en el subespacio por bloques
- método Lanczos
- método reducción de la base

Una vez están definidos los métodos de cálculo, para analizar la estructura es suficiente con hacer clic en el menú “Calculo”, “calcular”, al presionarlo comenzara el proceso de análisis de la estructura.

4.6. ANÁLISIS SÍSMICO EN ROBOT

En este apartado abordamos el análisis sísmico que se realiza el programa robot. Para iniciar un análisis sísmico en primer lugar se deben de convertir las masas que tiene la estructura en masas sísmicas, para ello el programa dispone de una aplicación donde se señalan los casos de carga que se quiere que intervengan como masas sísmicas y las convierte según los ejes X, Y, Z. Esta aplicación se encuentra en la pestaña de análisis-tipo de análisis, una vez dentro de esta ventana elegiremos la pestaña conversión de cargas.

Una vez en esta ventana, se añaden los casos de carga que van a intervenir acompañados de un coeficiente que se aplica a las masas que no son permanentes, esto se puede consultar en el punto 3.2 del NCSE [15].

Una vez se tiene hecho esta conversión lo siguiente es indicar al programa que se quiere hacer un análisis sísmico según la normativa que se ha prefijado en el punto 4.2 del presente capítulo.

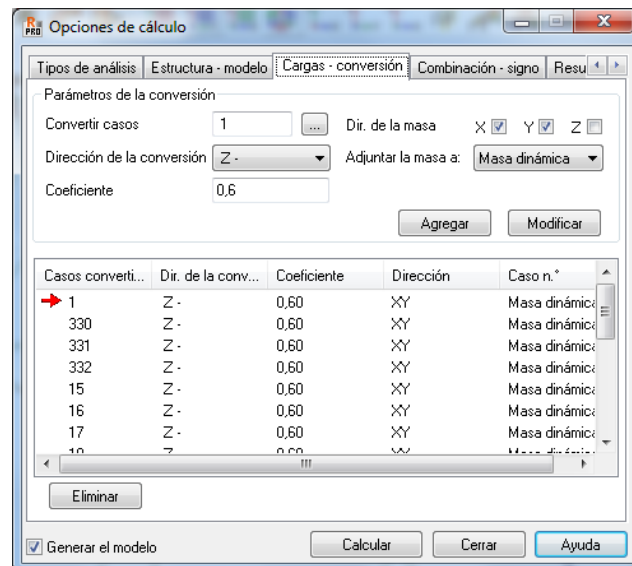


Figura 4.8. Ventana de conversión de cargas

4.7. DIMENSIONAMIENTO CON ROBOT

En este apartado se va a introducir al dimensionamiento de los elementos de nuestra estructura con el programa robot. Para ello, en primer lugar es necesario seleccionar la ventana que nos confiere el programa para esta opción. En la figura 4.8 podemos ver la selección necesaria que hay que realizar para entrar en la ventana.

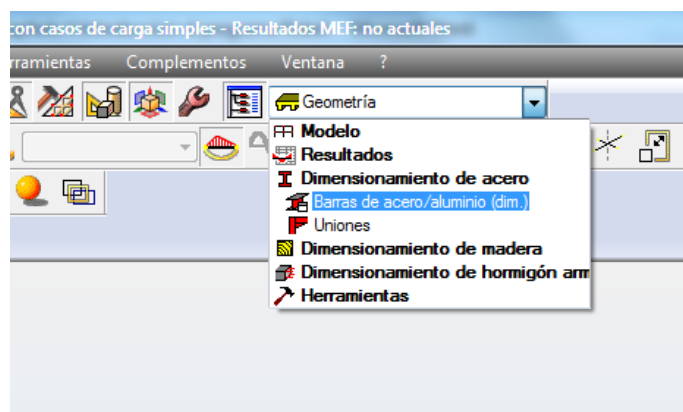


Figura 4.8. Ventana de selección para dimensionamiento de barras

Una vez entrado en esta ventana nos aparecen unas ventanas emergentes que nos señalan la posibilidad de crear definiciones de grupos de barras y otra ventana emergente que nos da la posibilidad de señalar las piezas, grupos etc. También nos da la opción de señalar los casos de carga para los que se desea realizar la verificación de las piezas.

Llegados a este punto se tiene que aclarar que el programa Robot no dimensiona ningún tipo de elemento, simplemente verifica las piezas que previamente han sido definidas a criterio del calculista, por tanto antes de realizar ninguna verificación se debe de hacer un predimensionamiento aproximado de qué tipo de perfil podría cumplir las solicitudes requeridas.

Aclarado lo anteriormente descrito, la verificación en Robot se realiza metódicamente seleccionando en la ventana las barras que se quieran comprobar y los casos de carga para los que se desea sean contrastadas, como se puede ver en la figura 4.9 un ejemplo de cálculo de piezas.



Figura 4.9. Ventana de selección de barras y casos de carga

Una vez se tiene seleccionadas las barras y los casos dándole al botón calcular el programa inicia la comprobación de la barra siguiendo la normativa configurada en el punto 4.2. Tras la finalización del cálculo nos aparece la siguiente ventana que podemos ver en la figura 4.10.

Figura 4.10. Ventana de finalización de resultados. Muestra una tabla con los resultados de la verificación de las barras. La tabla tiene las siguientes columnas: Barra, Perfil, Material, Lay, Laz, Solicit., Caso, Ratio(uy), Caso (uy), Ratio(uz), Caso (uz), Ratio(vx), Caso (vx), Ratio(vy), Caso (vy).

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)	Ratio(vx)	Caso (vx)	Ratio(vy)	Caso (vy)
304 Viga_0,5_0	HEA 100	S 275	5.84	9.44	0.02	51 Polipasto_1	0.00	315 Sísmico español	0.00	316 Sísmico español	-	-	-	-
306 Pilar_0,5_0	HEA 100	S 275	8.18	13.21	0.00	37 Viento lateral (1)	-	-	-	0.33	51 Polipasto_1	0.07	38 Viento lateral (1)	-
315 Viga_0,5_0	HEA 100	S 275	5.84	9.44	0.17	38 Viento lateral (1)	0.00	51 Polipasto_1	0.05	39 Viento lateral (2)	-	-	-	-
800 Viga_0,5_0	HEA 100	S 275	7.40	11.95	0.27	39 Viento lateral (2)	0.12	39 Viento lateral (2)	0.01	51 Polipasto_1	-	-	-	-

Figura 4.10. Ventana de finalización de resultados

En la ventana de la figura 4.10 nos aparece si el perfil es correcto y los ratios de trabajo que tiene según las características que se le han definido según el punto 4.3. Haciendo clic en la ventana de barra nos aparece una nueva ventana que nos indica las comprobaciones realizadas. Un ejemplo de ventana emergente es la de la figura 4.11, donde además de las comprobaciones realizadas se pueden ver los desplazamientos y un detallado resumen de todas las características y comprobaciones realizadas por el programa, todas ellas referenciadas con EN 1993-1-3 [12].

Haciendo clic en el icono de nota de cálculo el programa nos elabora un informe de todos los cálculos realizados.

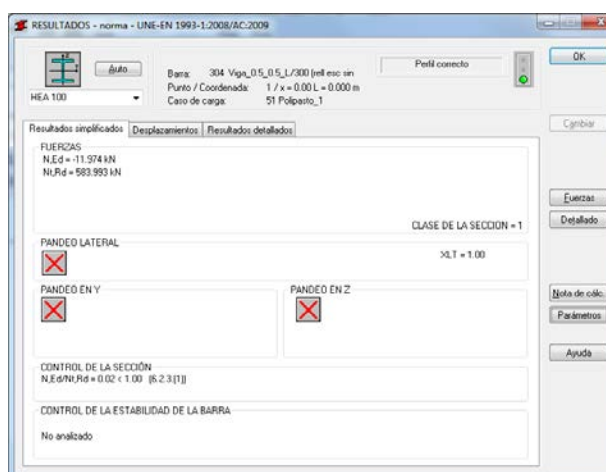


Figura 4.11. Ventana de resultados

4.8. CALCULO DE UNIONES CON ROBOT

Para el cálculo de uniones con robot, en primer lugar tendremos que señalar la ventana necesaria que nos abre las distintas opciones para el cálculo de uniones. En la figura 2.12 podemos observar la pestaña que se debe pinchar para acceder a la ventana principal de cálculo de uniones.

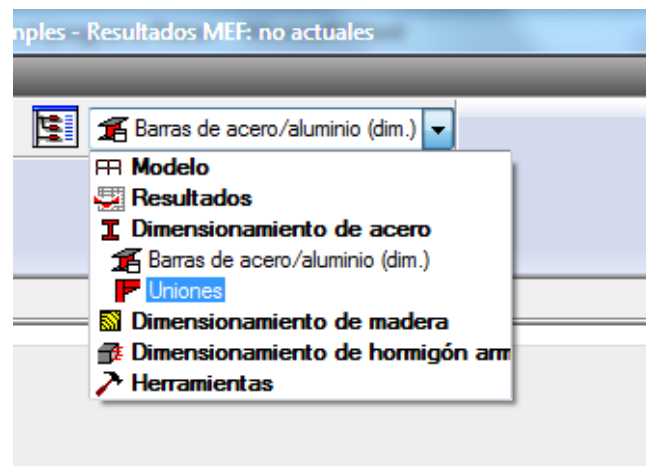


Figura 4.12. Ventana de resultados

Una vez en la ventana de Uniones podemos elegir varias opciones de introducción de la unión. Estas opciones están todas en la barra de herramientas de la figura 4.13. A continuación, describiremos cada una de las opciones.



Figura 4.13. Barra de uniones

El primer icono empezando por la izquierda, de la barra de la figura 4.13 nos facilita la introducción automática de una unión seleccionando dos barras de la estructura, para ello se deben primero seleccionar las dos barras que se desean unir y en función de las relaciones internas y el tipo de unión el programa aplica una solución de cálculo a la unión.

El siguiente icono en color rojo que tenemos en la barra (fig. 4.13) nos da la posibilidad de introducir nosotros mismos, manualmente, el tipo de unión de todas las que vienen implantadas en el programa de cálculo. Solamente con hacer clic en el icono nos aparecerá una barra como la de la figura 2.14 donde podremos elegir el tipo de unión con las características geométricas que se necesiten.



Figura 4.14. Barra con las tipologías de 48 uniones

El siguiente icono de la barra de uniones (fig.4.13) de color amarillo, nos facilita el cambio del tipo de unión en caso de tener seleccionada alguna unión previamente definida.

El penúltimo icono es de gran utilidad para cuando se ha elegido una unión siguiendo las pautas descritas en el uso del primer icono. Cuando se está en esta casuística al hacer clic en este icono nos

abre una ventana, como la de la figura 4.14, donde nos dice el nudo calculado y los casos de carga para los que se quiere que se estudie la verificación de la unión. Al hacer clic en “calcular”, el programa coge automáticamente los datos más desfavorables de todos los casos de carga y calcula la unión para estas solicitaciones.

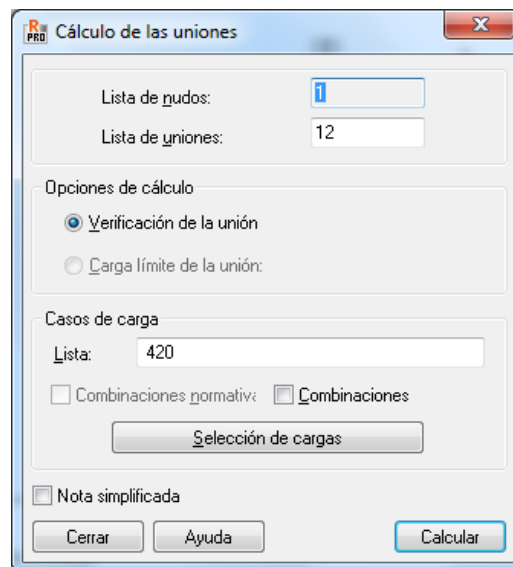


Figura 4.14. Ventana del cálculo de uniones

Para finalizar el último icono en caso de ser pulsado, nos calcula cualquier tipo de unión seleccionada, bien esta creada automáticamente por el programa o bien haya sido definida por el usuario manualmente. Nos realiza una nota de calculo que se puede visualizar en dicho programa donde se desglosan todas las comprobaciones realizadas. En la figura 4.15 se expone un ejemplo de la misma.

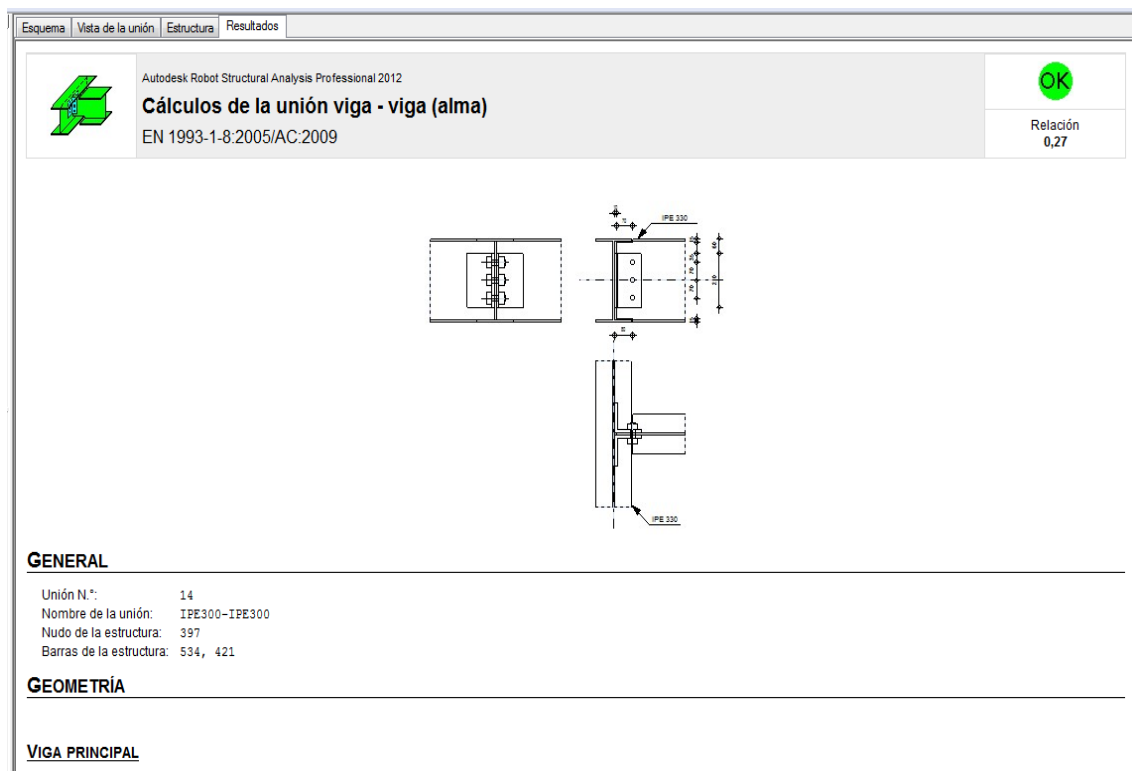


Figura 4.15. Ventana de resultados

IMPLANTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, se va explicar cómo ha sido introducida la estructura en los distintos programas de cálculo. En el caso del cálculo de la estructura metálica, el programa robot 2012 y en el caso de la cimentación el programa CYPE.

5.2. MODELO CAD INICIAL

En primer lugar, antes de iniciar cualquier implantación en el programa de cálculo, se realizó un modelo en AutoCAD. Se elabora una malla de referencia para la estructura y se detallan todas las dimensiones de la estructura, el sentido de los pórticos, y una distribución de donde se van a situar los equipos y las descargas de material. Una vez se han tenido claras todas estas geometrías y distancias, se realizan los planos nº24 y 25 que se puede consultar en el anejo B. Una imagen de dicho plano es la figura 5.1 y 5.2, donde se pueden apreciar algunos alzados y plantas de la estructura.

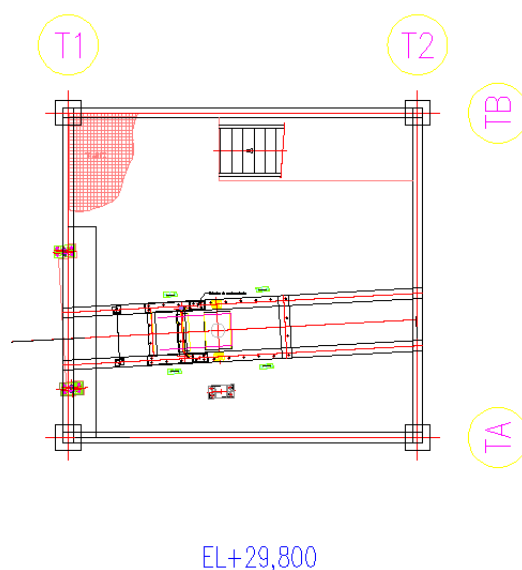


Figura 5.1. Ejemplo de planta

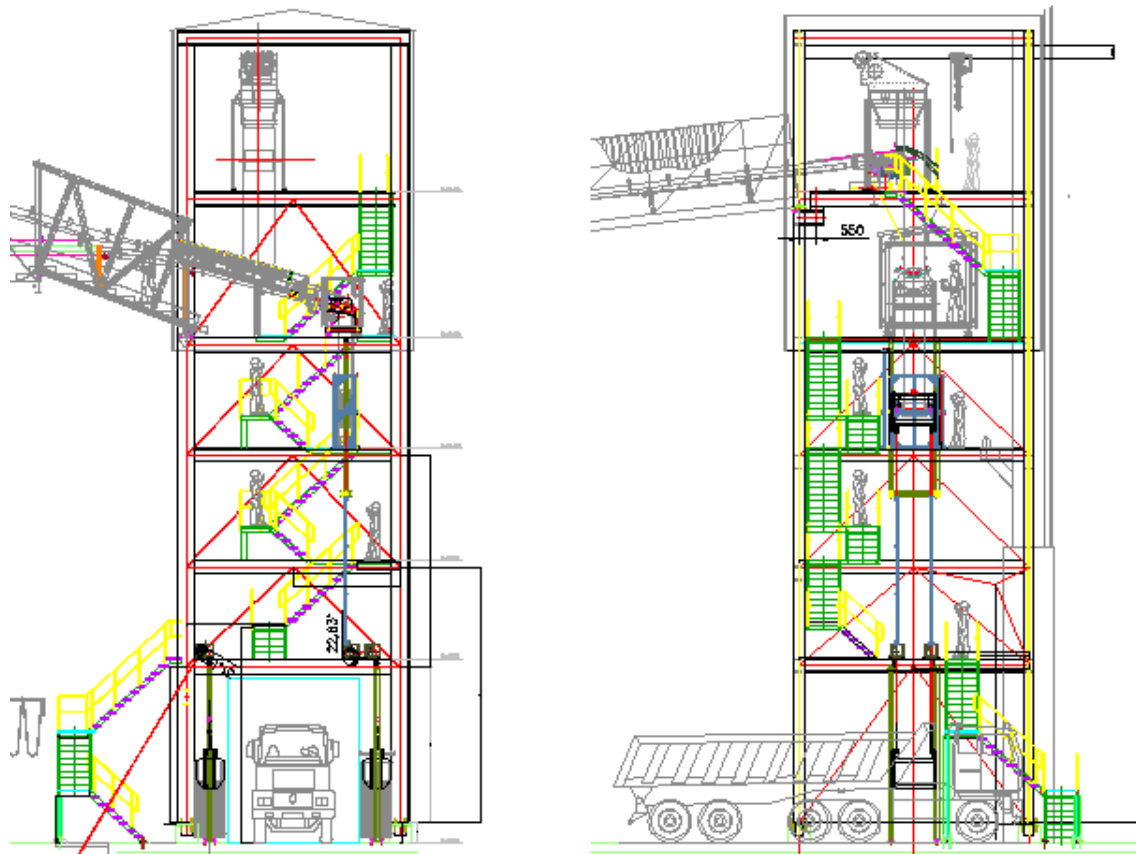


Figura 5.2. Modelo CAD inicial

5.3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PROGRAMA DE CÁLCULO

Una vez se tiene una visión global de cómo va a ser la estructura, el siguiente paso es definir la estructura en el programa de cálculo. Para ello, en primer lugar, se deben establecer varias premisas. La primera es admitir que toda la estructura será introducida a ejes de barra, es decir, se debe tener clara la diferencia entre lo que será el modelado de la estructura para fabricación y lo que es el modelo de cálculo. Como ejemplo, podemos hablar de los arriostramientos. En el modelo de cálculo, los arriostramientos en K van a los nudos que se forman por las vigas principales, en el caso del modelado de la estructura, dichos arriostramientos están desplazados hacia arriba para poder hacer la unión construable. A lo largo del capítulo se irán describiendo las diferentes actuaciones que se han tenido que realizar para una buena construcción de la estructura.

Comenzamos a definir la estructura por los pilares. Dichos pilares han sido orientados para que el pórtico principal sea el vano de 6.5 metros, la base de los pilares será articulada. Para definir en el programa dicha articulación, simplemente ha sido necesario definir las direcciones que se quieren bloquear. Esto se puede apreciar en la figura 5.3 que es la definición final que ha sido la utilizada en la definición de los pilares principales. Una vez se han definido los pilares para definir la longitud de los mismos, se deberá tener en cuenta una de las premisas principales y es que no midan menos de 12 metros, ya que esa es la máxima longitud que se puede transportar por medio terrestre. Una vez definidos los pilares y la altura de los mismos se comienza definiendo la 1ª planta de nuestra torre. Dicha primera planta está definida por cuatro vigas principales que conforman el perímetro de la estructura, dichas vigas están articuladas en el sentido del pórtico principal y rígido en el sentido del pórtico transversal.

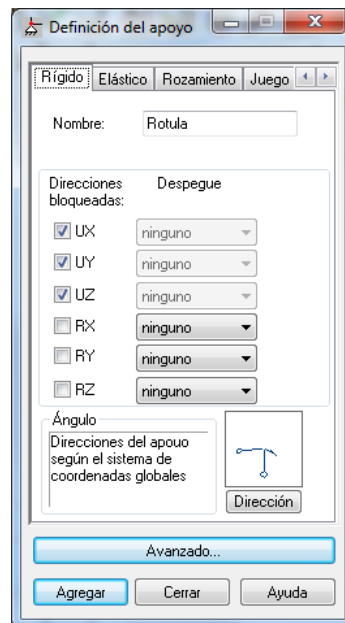


Figura 5.3. Definición del apoyo

La disposición de vigas descrita anteriormente se mantiene en las restantes plantas, por lo que ya se tiene definido lo que sería el esqueleto principal de la estructura. Lo siguiente que se ha definido ha sido la cubierta. La cubierta ha sido diseñada como una cubierta simple a dos aguas con un ángulo de 12.15° . La unión principal del pórtico es una unión rígida así como también se han definido como rígidas los nudos donde se encuentran las vigas que definen las aguas al pilar. En la figura 5.4 podemos ver una imagen que describe la definición de dichos nudos.

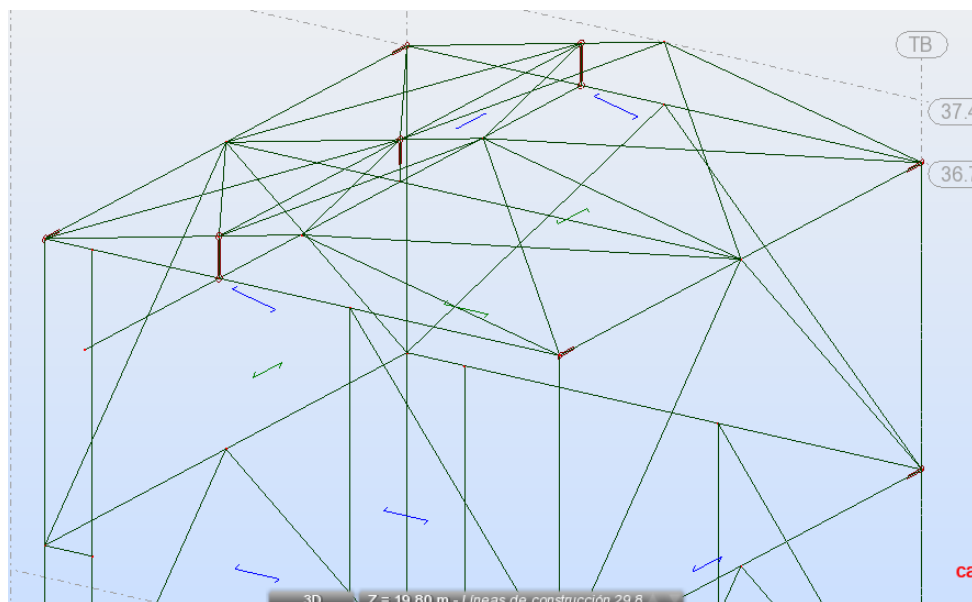


Figura 5.4. Detalle definición de nudos en cubierta y pórticos

Una vez se ha definido la cubierta, lo siguiente que se modela en el programa de cálculo fueron los pilares intermedios que hay en las fachadas de los pórticos los cuales definen la conexión entre las cintas de descarga y la estructura. Definidos esos espacios, lo siguiente que se define son los arriostramientos. Como se explica en el punto 2.3, estos son definidos en forma de K y una vez han sido implantados en el modelo de cálculo, cabe destacar que ha este tipo de barras hay que definirles unas

propiedades especiales, ya que los arriostramientos deben trabajar solo con esfuerzos longitudinales y no deben transmitir ningún esfuerzo flector simplemente esfuerzos axiales. Para definir dicha propiedad, en el programa de cálculo existe la pestaña de características adicionales, dentro de ese menú elegiremos la opción barras-características avanzadas, dentro de esa ventana seleccionaremos el caso que deseamos, en la figura 5.5 podemos ver la opción seleccionada para los arriostramientos.

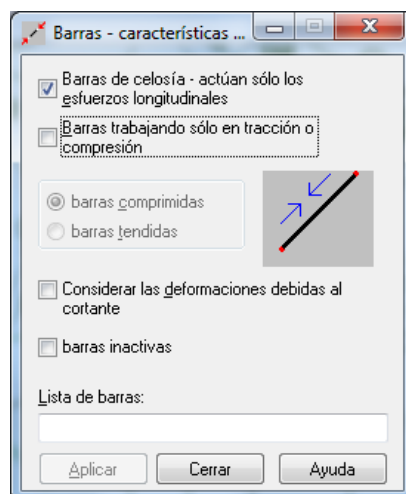


Figura 5.5 Definición de los arriostramientos

Una vez se han definido todas las características de los arriostramientos, lo siguiente que se ha realizado es la distribución interior de las plantas. Para ello, simplemente se han seguido las premisas descritas en el punto 2.4 acerca de todos los equipos instalados en dicha torre para ello se han dispuesto vigas principales y entramados necesarios para cumplir dos cosas: la primera es que siempre haya una viga donde anclar los equipos, para ello se han dispuesto vigas de la manera necesaria para que se cumpla un buen anclaje de los equipos en todas las plantas. Otra cosa que se ha tenido en cuenta a la hora de establecer las vigas principales y los entramados es que la máxima longitud entre vanos principales de reparto de cargas del tramex no sea mayor de 1 metro, ya que como se veía en el punto 2.6.2 la máxima luz entre vanos no debe sobrepasar el metro de longitud. Todos los entramados de todas las plantas de la estructura cumplen las dos características descritas anteriormente. Las relajaciones de las barras en las vigas interiores y sus entramados han sido definidos a priori como articulados.

5.4. ANÁLISIS E INTRODUCCIÓN DE CARGAS EN EL MODELO DE CÁLCULO

A continuación, se expone todo el análisis de las cargas que actúan sobre la estructura, es decir, todas las reacciones de los equipos que hay en la estructura así como las acciones climáticas y sísmicas que se pueden dar en ella.

El objeto del presente apartado es mostrar los cálculos previos que se han realizado en cuanto al tratamiento de las cargas expuestas en el capítulo 3, ya que los valores que se facilitaban desde el diseño deben ser descompuestos para obtener las reacciones y dichas reacciones son las que se introducirán en el programa de cálculo.

A continuación, detallaremos cada una de las cargas que se han ido introduciendo en el archivo de cálculo "Estructura con cargas simples", clasificadas por planta. En los planos 24 y 25 del anejo B viene descrito todas las dimensiones consideradas para el posicionamiento de las reacciones de los equipos

instalados en la torre. Cabe destacar que también se pondrá el caso de carga al que hace referencia en el programa. Hay que tener en cuenta que el archivo de cálculo donde se detalla cada caso, no es el que se ha utilizado para el cálculo de la estructura, ya que al descomponer cada carga como un caso de carga, a la hora de hacer las hipótesis el número de combinaciones era demasiado grande, haciendo demasiado lento el proceso de dimensionamiento.

5.4.1. Sentido inicial de las cargas

Dado que existen numerosas cargas en la estructura estas pueden tener sentido positivo o negativo. El diseñador deja a criterio del calculista disponer el sentido de las mismas. Con la finalidad de añadir las menos combinaciones, a la hora de generar las hipótesis de cálculo, se ha hecho un estudio previo de que sentidos serían los más desfavorables, para ello se ha definido el sentido del viento a 0° y el viento a 90° ya que estas cargas son significativas en la estructura se han tomado como referencia para dirigir el sentido de todas las cargas restantes y de esta manera introducir los sentidos más desfavorables. Con lo cual, cuando en los siguientes puntos se introduzca cualquier acción sea sismo o viento, el sentido que llevarán será el expuesto en la figura 5.6 dependiendo de en qué eje este aplicada.

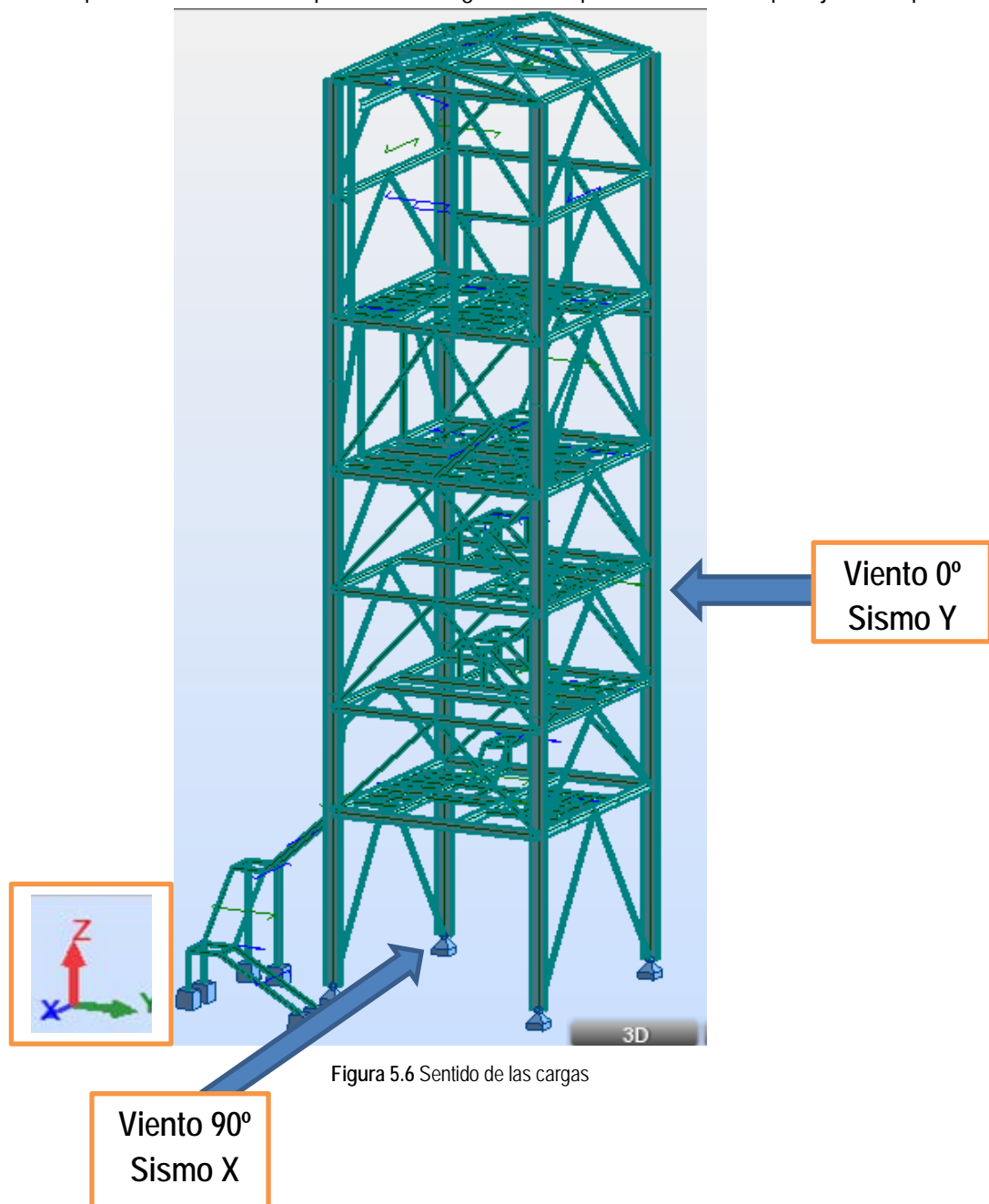


Figura 5.6 Sentido de las cargas

A pesar de que se ha establecido el criterio de sentidos para las cargas, esto no quiere decir que en el posterior análisis las cargas introducidas se analicen solo en un sentido. El objetivo de este punto simplemente es unificar un criterio a seguir, dado que hay numerosas cargas, que pese a que dejen a elección el sentido, siempre van a llevar uno solo durante todo el proceso, como por ejemplo, los tiros de banda; este sentido siempre será el mismo puesto que la cinta trae el material en el mismo sentido siempre.

5.4.2. Acciones permanentes

- Como material de piso se considera tramex 0.3 kN/m^2 en toda la estructura exceptuando el nivel +25.400 que tiene chapa lagrimada 0.45 kN/m^2 .

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 2.

- Como material de cerramiento se dispone chapa con un peso de 0.08 kN/m^2 además a este caso se le ha añadido el peso de los elementos de fijación, para no añadir excesivas combinaciones. El peso de los elementos de fijación es de 0.02 kN/m^2

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 46.

- Las barandillas de todo el edificio vienen dadas por el diseñador con un peso de $0,15 \text{ kN/m}^2$

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 5.

- **EL+ 15.600:**

- Conjunto 2 poleas cinta 0004-CB-0004:

D=3,10 kN

Dado que cada polea se fija a la estructura por medio de tornillos consideramos que se hará en dos puntos de la estructura, el conjunto de ambas poleas será dividido en 4 puntos la masa total del conjunto de ambas poleas.

Carga por punto de aplicación:

$$\frac{3,10 \text{ kN}}{4} = 0,775 \text{ kN}$$

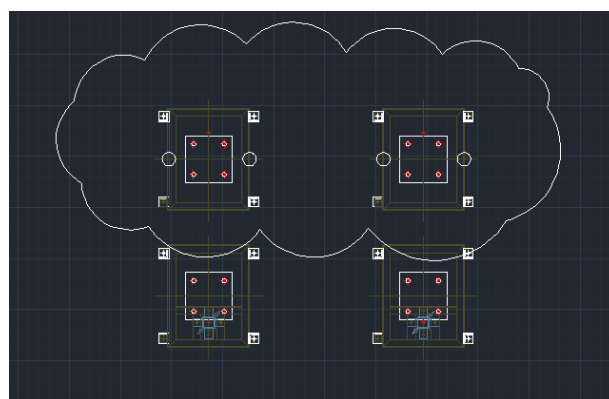


Figura N 5.7. Conjunto de Cuatro poleas y puntos de carga

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 3

- Conjunto 1 polea cinta 0004-CB-0006:

D=1,60 kN

La polea es fijada a la estructura mediante tornillos en dos puntos de la misma.

Carga por punto de aplicación:

$$\frac{1,6 \text{ kN}}{2} = 0,8 \text{ kN}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 4.

- **EL+25.400:**

- Retorno de cinta 0004-CB-0004:

D=11 kN

El retorno de la cinta se encuentra anclado a la estructura mediante tornillos en cuatro puntos de la misma.

Carga por punto de aplicación:

$$\frac{11 \text{ kN}}{4} = 2,75 \text{ kN}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 6.

- Galería 0004-CB-0004:

D=15 kN/Orejeta

Esta carga se aplica en el lugar correspondiente definido por el diseñador.

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 7.

- **EL+29.800:**

- Estación de accionamiento 0003-CB-0003:

D=13,5 kN

Esta carga se aplica en el lugar correspondiente definido por el diseñador, dicha estación está fijada a la estructura mediante tornillos en dos puntos de la misma.

Carga por punto de aplicación:

$$\frac{13,5 \text{ kN}}{2} = 6,75 \text{ kN}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 12.

- Grupo motriz 0003-CB-0003:

D=10,50 kN

El Grupo motriz se fija a la estructura mediante tornillos y en un solo punto.

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 11.

- Boquilla de descarga 0003-CB-0003:

D=24 kN

La boquilla de descarga viene diseñada según criterios constructivos del diseñador, la longitud del perímetro de la boquilla de descarga es de 6 metros, por tanto se ha introducido una carga uniforme lineal sobre las barras que forman el hueco de descarga.

Carga de aplicación:

$$\frac{24 \text{ kN}}{6} = 4 \text{ kN/m}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 40.

- Captador de polvo 0003-CB-0003:

D=15 kN

El captador de polvo está fijado mediante tornillos a cuatro puntos de la estructura.

Carga de aplicación:

$$\frac{15 \text{ kN}}{4} = 3,75 \text{ kN/m}$$

- Galería 0003-CB-0003:

D= 41 kN/orejeta

La carga de la galería esta aplicada en los puntos donde se acopla dicha galería, se puede ver en el anejo B en el plano numero24.

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 8.

- **Cubierta:**

- Polipasto:

D=5 kN

Para la definición de la carga muerta del polipasto, se ha tenido en cuenta en solo una hipótesis, la más desfavorable es situada en el extremo del voladizo.

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 9.

5.4.3. Acciones variables

En el EN 1991-1-1 [1] se exponen las distintas categorías de acciones variables. A continuación, se pasa a describir cada una de las categorías que tenemos en nuestro proyecto y como han sido implantadas en la estructura.

5.4.3.1. Sobrecarga de uso

La cubierta se considera no transitable, accesible únicamente para conservación, por lo que calcularemos las correas para resistir una sobrecarga aislada de 0,3 kN/m² en toda el área de la cubierta.

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 318.

- **Carga viva tramex y chapa lagrimada:**

Por criterios de diseño, se establece una sobrecarga uniforme en toda la estructura donde se encuentra tramex y chapa lagrimada de valor 5 kN/m²

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 61.

- **EL+15.600:**

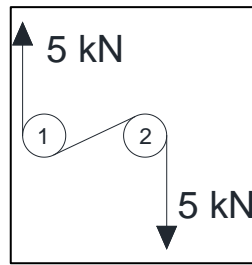
- Tiro de banda 0004-CB-0004:

T=10 kN/ramal

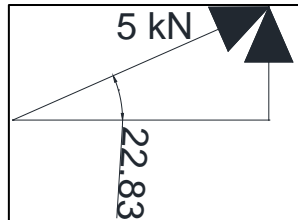
Dado que cada ramal tiene dos cintas

$$\frac{10 \text{ kN}}{2} = 5 \text{ kN por cinta}$$

Y cada cinta a su vez tiene un conjunto de dos poleas. El tiro de banda se hace mediante un sistema de 4 poleas. A continuación, analizamos un conjunto de dos poleas de una de las cintas, siendo esta de referencia para las demás.



Polea 1:



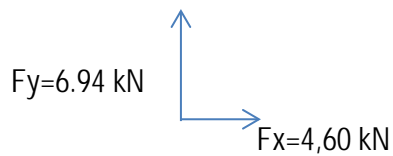
$$F_x = 5x\cos 23,83$$

$$F_x = 4,60 \text{ kN}$$

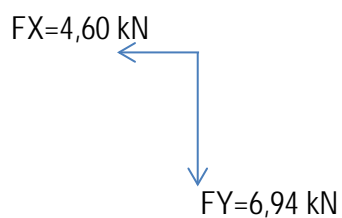
$$F_y = 5x\sin 23,83$$

$$F_y = 1,94 \text{ kN}$$

Fuerzas sobre el polea 1:



Fuerzas sobre el polea 2:



Como cada polea está fijada en dos puntos de la estructura, las cargas introducidas en el modelo serán (con el nombre de los ejes del modelo de cálculo):

$$F_y = \frac{4,60 \text{ kN}}{2} = 2,30 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{6,94 \text{ kN}}{2} = 3,47 \text{ kN}$$

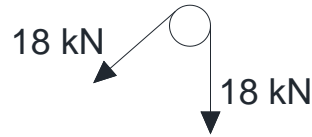
Dado que la polea 2 es idéntica a la 1 las cargas obtenidas son las mismas para ambas, lo único que se ha tenido en cuenta la dirección de las mismas al ser introducidas en el modelo.

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 13.

- Tiro de banda 0004-CB-0006:

T=36 kN/ramal

Como cada ramal tiene dos cintas $\frac{36 \text{ kN}}{2} = 18 \text{ kN por cinta}$, en este caso solo hay una polea por cinta por lo que analizando un caso podemos extrapolarlo a la otra cinta.



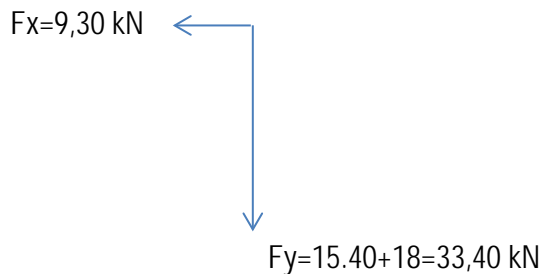
El Angulo formado por la cinta es de: 31.14°

$$F_x = 18 \times \text{Sen } 31,14$$

$$F_x = 9,30 \text{ kN}$$

$$F_y = 18 \times \text{Cos } 31,14$$

$$F_y = 15,40 \text{ kN}$$



Como cada polea está fijada en dos puntos de la estructura las cargas introducidas en el modelo serán (con el nombre de los ejes del modelo de cálculo):

$$F_y = \frac{9,30 \text{ kN}}{2} = 4,65 \text{ kN}$$

$$F_z = \frac{33,40 \text{ kN}}{2} = 16,70 \text{ kN}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 14.

- **EL+25.400:**

- Sobrecarga de uso en galería 0004-CB-0004:

L=3 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 15.

- Sobrecarga de cubierta en galería 0004-CB-0004:

L=2 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 16.

- Sobrecarga de material en galería 0004-CB-0004:

L=3 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 17.

- Sobrecarga de derrame de material en galería 0004-CB-0004:

L=1 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 18.

- Tiro de banda 0004-CB-0004:

T=10 kN/ramal

El tiro de banda está formado por un dispositivo por donde entra el ramal y retorna, como cada ramal tiene dos cintas en total tendremos un total de 4 cintas dos de entrada y dos de retorno, para cada cinta tendremos una polea. Un ramal tiene 2 cintas:

$$\frac{10 \text{ kN}}{2} = 5 \text{ kN por cinta}$$

En el plano nº25 del anejo B se puede ver la geometría de la bancada que lleva el retorno de la cinta, y sus dimensiones. En la figura 5.8 y en el plano nº25 del anejo B se puede observar cómo se han introducido las resultantes en la subestructura donde están instaladas las poleas.

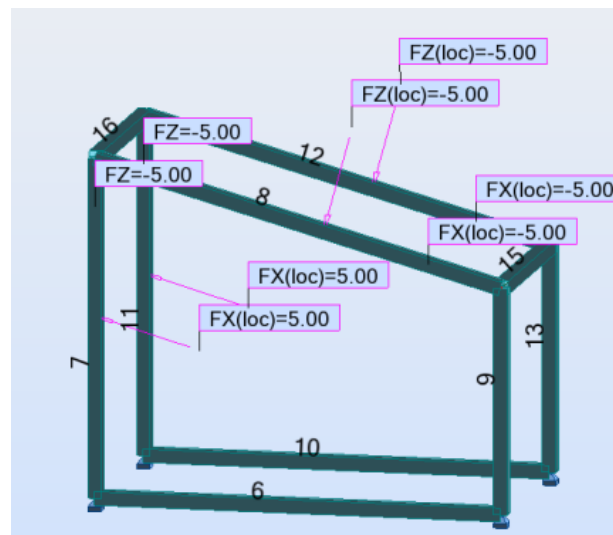


Figura 5.8 Resultante de fuerzas en la subestructura

Cada cinta pasa por una polea quedando una disposición de fuerzas sobre la estructura.

El con el análisis de la estructura auxiliar podemos obtener las reacciones que finalmente serán las que se introducirán en el modelo de cálculo general de la estructura, siendo los valores de las mismas los aparecidos en la figura 5.9.

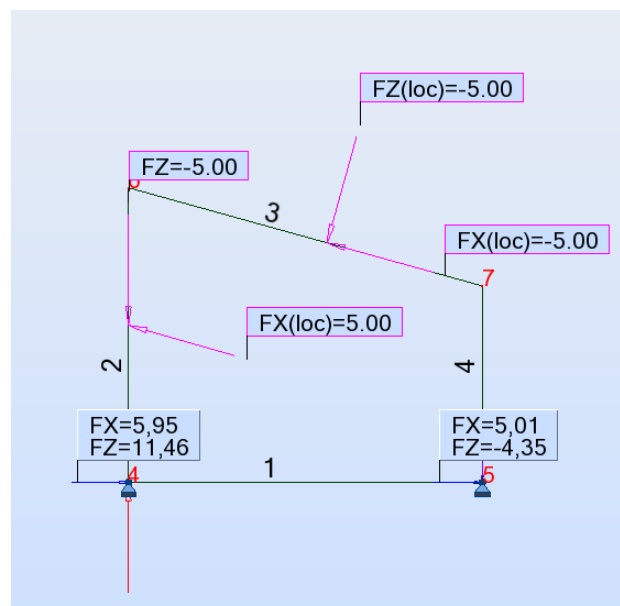


Figura 5.9 Reacciones de la subestructura

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 19.

- **EL+29.800:**

- Sobrecarga de uso en galería 0003-CB-0003: L=12 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 25.

- Sobrecarga de cubierta en galería 0003-CB-0003: L=9 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 26.

- Sobrecarga de material en galería 0003-CB-0003: L=14 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 27.

- Sobrecarga de derrame de material en galería 0003-CB-0003: L=2 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 28.

- Tiro de banda 0003-CB-0003: T=28 kN

Del análisis de la estructura auxiliar obtenemos las reacciones que se dan en el soporte (plano n°25 anejo B). Como en la realidad hay dos soportes dichas reacciones calculadas se implementan en el programa de cálculo como la mitad del valor que aparece en la figura 5.10.

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 41.

- Par motor 0003-CB-0003: M=9,30 kNm

El soporte del motor tiene una altura definida en planos de 1,26 metros, por tanto la carga que se aplica a la estructura será:

$$\frac{9,3 \text{ kNm}}{1,26 \text{ m}} = 5,81 \text{ kN}$$

Caso de Carga en el modelo: Caso n° 29.

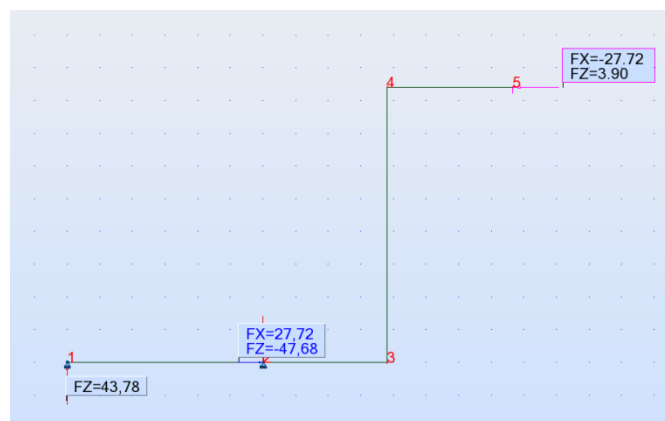


Figura 5.10 Reacciones de la subestructura

- Atasco de material en boquilla 0003-CB-0003: A=120 kN

El perímetro de la boquilla de descarga tiene una longitud de 6 m. por tanto se dispone de una carga lineal alrededor de todo el perímetro de la boquilla.

$$\frac{120kN}{2m} = 20kN$$

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 42.

- **Cubierta:**

- Polipasto:

L=20 kN

La torre tiene dispuesto un polipasto para elevar aparatos y maquinaria en las tareas de conservación de la maquinaria introducida en la torre, de esta manera, se han dispuesto dos hipótesis en el modelo de cálculo para simular las posibles combinaciones de elevación y frenada creadas por el polipasto.

- **Polipasto_1:** en esta hipótesis la carga vertical se sitúa en el final del voladizo y se le aplica la carga de frenada en sentido longitudinal y sentido positivo de valor 33.3% de la carga vertical. En la figura 5.11 podemos ver donde ha sido aplicada la carga.

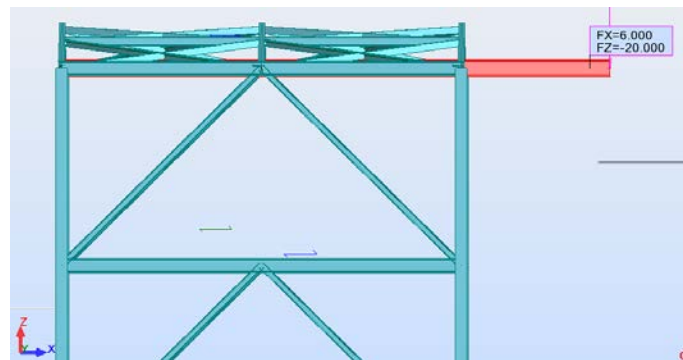


Figura 5.11 Posición del polipasto 1

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 51

- **Polipasto_2:** en esta hipótesis la carga vertical se sitúa en mitad del vano interior y se le aplica la carga de frenada en sentido longitudinal y sentido positivo de valor un 33.3% de la carga vertical. En la figura 5.12 se puede ver gráficamente la posición que se ha supuesto.

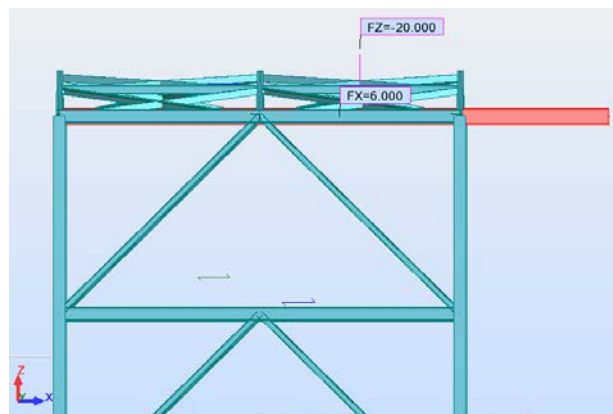


Figura 5.12 Posición del polipasto 1

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 52.

5.4.3.2. Acción del viento

Por criterios de diseño, los diseñadores establecen unas cargas de viento sobre los elementos externos a la torre, por tanto se tienen cargas de viento producidas por la acción del viento sobre las cintas. Dichas cargas son transmitidas a las orejetas, donde se lleva a cabo la unión entre la cinta transportadora y la torre.

- **EL+25.400:**

- Viento longitudinal en galería 0004-CB-0004: W=5 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 20.

- Viento transversal en galería 0004-CB-0004: W=5 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 21.

- **EL+29.800:**

- Viento transversal en galería 0003-CB-0003: W=24 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 31.

- **Viento calculado en el capítulo 3 punto 3.2.2.2**

- 1º Combinación: Caso 1 + Caso A

Caso 1 (viento 0º) en fachada, caso A (viento 0º) en cubierta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 37.

- 2º Combinación: Caso 1 + Caso B

Caso 1 (viento 0º) en fachada, caso B (viento 0º) en cubierta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 38.

- 3º Combinación: Caso 2 + Caso C

Caso 1 (viento 90º) en fachada, caso B (viento 90º) en cubierta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 39.

5.4.3.3. Nieve

Las acciones calculadas en el capítulo 3 punto 3.2.2.3

- Nieve 1:

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 47.

- Nieve 2:

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 48.

- Nieve 3:

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 49.

5.4.4. Sismo

- **EL+25.400:**

- Sismo longitudinal en galería 0004-CB-0004: E=3 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 22.

- Sismo transversal en galería 0004-CB-0004: E=3 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 24.

- Sismo vertical en galería 0004-CB-0004: E=4 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 23.

- **EL+29.800:**

- Sismo transversal en galería 0003-CB-0003: E=12 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 32.

- Sismo vertical en galería 0003-CB-0003: E=16 kN/orejeta

Caso de Carga en el modelo: Caso nº 33

- **Conversión de las masas de la estructura en masas sísmicas:**

Por criterios sísmicos antes de decirle al programa que realice el cálculo sísmico de la estructura, tenemos que convertir las masas que tiene nuestra estructura en masas sísmicas. Esta conversión es fácil de realizar con una aplicación que facilita el programa que convierte las cargas de los casos de cargas que se le indican los convierte en masas sísmicas. Como hacer esta conversión se puede ver en el capítulo 4 en el punto 4.6. Los coeficientes que se le han aplicado a las sobrecargas están sacados del punto 3.2 del NCSE [15], dado que nuestra estructura no se encuentra entre las que se describen se ha decidido utilizar el coeficiente 0,6 puesto que la edificación no es de riesgo alto y el eurocódigo recomienda también este valor para edificaciones industriales.

5.5. HIPOTESIS DE CARGA EN EL MODELO

En los puntos anteriores se ha optado por desglosar cada carga en un caso de carga y de esta manera poder ver con facilidad donde esta aplicada cada carga con su dirección y sentido, pero estos casos no son válidos para hacer un cálculo global de la estructura, ya que tantos casos simples producen demasiadas combinaciones y hace que el proceso de cálculo sea lento y con mucho coste computacional. Para evitar estos problemas en el fichero de cálculo: "Torre de Transferencia minera" se han agrupado las cargas de los distintos casos para de esta manera crear un solo caso que englobe todas las cargas del mismo tipo. Atendiendo a estas premisas la agrupación que se ha realizado ha sido la siguiente:

- Casos de cargas permanentes:

Los casos de cargas permanentes en el fichero **estructura con casos de carga simple** como son los casos: 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,40 se han agrupado en el modelo de cálculo con un solo caso llamado: **CARGAS PERMANENTES caso nº 326.**

Los casos referidos al cerramiento correas y elementos de fijación se han agrupado en modelo de cálculo en un solo caso llamado: **CORREAS CERRAMIENTO Y ELEMENTOS DE FIJACIÓN caso nº 324**

- Casos de Sobrecargas:

Los casos de sobrecargas debidas al funcionamiento de la torre como son: 12, 14, 19, 29, 41,61. En el fichero **estructura con casos de carga simple**. Se han agrupado en el modelo de cálculo como un solo caso llamado: **CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO caso nº 325.**

Los demás casos de cargas siguen aplicándose de manera simple en el modelo de cálculo ya que obedecen a hipótesis diferentes que tienen que ser tratadas como un caso de carga simple y aislada, sin poder agruparse, como por ejemplo el caso 318.

- Casos de Viento:

Los casos de viento en el fichero **estructura con casos de carga simple** son: 38, 37, 20, 31, 21,39. Todos ellos han sido agrupados en función de la dirección, por tanto en el modelo de cálculo aparecen únicamente 3 casos de carga que implican todo el viento de la estructura, estos son:

- **Caso 327 VIENTO 1º COMBINACIÓN (0º):** agrupa los casos simples: 37, 20,31.
- **Caso 328 VIENTO 2º COMBINACIÓN (0º):** agrupa los casos simples: 38, 20,31.
- **Caso 329 VIENTO 3º COMBINACIÓN (90º):** agrupa los casos simples: 21,39.
- Casos de Sismo:

Los casos de sismo en el fichero estructura con **casos de carga simple** son: 22, 23, 24, 32, 33. En el modelo de cálculo han sido agrupados según la dirección de actuación de los mismos.

- **Caso 330 SISMO EJE X:** agrupa los casos simples 24.
- **Caso 331 SISMO EJE Y:** agrupa los casos simples 22,32.
- **Caso 331 SISMO EJE Z:** agrupa los casos simples 33,23.

Una vez que tenemos agrupados los casos de carga en el fichero de cálculo quedan finalmente los casos:

Caso	Nombre del caso
1	PERM1
15	Sobrecarga de uso en galería 0004-CB-0004
16	Sobrecarga en cubierta galería 0004-CB-0004
17	Sobrecarga material en galería 0004-CB-0004
18	Sobrecarga derrame material en 0004-CB-0004
25	Sobrecarga de uso en galería 0003-CB-0003
26	Sobrecarga en cubierta galería 0003-CB-0003
27	Sobrecarga de material en galería 0003-CB-0003
28	Sobrecarga derrame material en galería 0003-CB-0003
42	Atasco en boquilla de descarga 0003-CB-0003
47	NIEVE-1
48	NIEVE-2
49	NIEVE-3
51	Polipasto_1
52	Polipasto_2
61	Carga viva Tramex y chapa lagrimada
314	SISMO
315	Sísmico español NCSR-02 Dirección_X
316	Sísmico español NCSR-02 Dirección_Y
317	Sísmico español NCSR-02 Dirección_Z
318	Sobrecarga de uso en cubierta
324	Correas de cerramiento y elementos de fijación
325	Cargas vivas de funcionamiento
326	Cargas permanentes
327	Viento 1º combinación (0º)
328	Viento 2º combinación (0º)
329	Viento 3º combinación (90º)
330	Sismo eje X
331	Sismo eje Y
332	Sismo eje Z

5.5.1. Grupos de casos:

Para elaborar las combinaciones automáticas el programa robot pide que se creen grupos de casos de carga dentro de las distintas naturalezas, siendo así, se han elaborado los distintos grupos de cargas para después relacionarlos y de esta manera conseguir las hipótesis de cálculo.

Antes de explicar los grupos y relaciones destacaremos los operadores lógicos que relacionan los distintos casos dentro de los grupos así como de los grupos en el caso de las relaciones.

Para explicar el funcionamiento de los operadores sirvámonos de un ejemplo. Supongamos que los tres grupos de casos de carga sean definidos para la estructura: G1, G2 y G3. El funcionamiento de los operadores lógicos es el siguiente:

- **Y** – selección de este operador hace que todas las cargas se apliquen simultáneamente (la estructura será cargada al mismo tiempo con los casos del grupo G1, G2 y G3). Se puede presentar de una manera simbólica como: G1 G2 G3
- **O- Exclusivo** – selección de este operador hace que la acción de las cargas de los respectivos grupos de cargas se excluyan (la estructura será cargada o con las cargas del grupo G1, o G2, o G3).
- **O- Inclusivo** – selección de este operador hace que todas las combinaciones de grupos de casos de carga sean admisibles;

Se puede presentarlo de una manera simbólica como:

G1
G2
G3
G1 G2
G1 G3
G2 G3
G1 G2 G3.

5.5.1.1. Grupos de cargas permanentes:

Grupo 1: G1 (Y)

Casos: 1, 324, 326.

5.5.1.2. Grupos de cargas de explotación (sobrecargas y cargas vivas):

Grupo 1: Q1 (y)

Caso: 52

Grupo 2: Q2 (y)

Caso: 51

Grupo 4: Q4 (oexcl)

Casos: 25, 26, 27, 28, 42.

Grupo 5: Q5 (oexcl)

Caso: 325.

Grupo 6: Q6 (oexcl)

Casos: 15, 16, 17, 18.

5.5.1.3. Grupos de cargas de viento:**Grupo 5: W5 (oexcl)**

Caso: 328.

Grupo 6: W6 (oexcl)

Casos: 327.

Grupo 7: W6 (oexcl)

Casos: 329.

5.5.1.4. Grupos de cargas de nieve:**Grupo 1: S1 (oexcl)**

Casos: 47, 48, 49.

5.5.1.5. Grupos de cargas de sismo:**Grupo 1: E1 (y)**

Caso: 330, 315

Grupo 2: E2 (y)

Caso: 332, 317.

Grupo 3: E3 (y)

Casos: 331, 316

5.5.2. Relaciones entre grupos:

Una vez están realizados los distintos grupos ahora solo queda relacionarlos entre sí para de esta manera sacar las hipótesis. Los operadores lógicos con los que se relacionan son los mismos que hemos citado en el punto 7.1.

5.5.2.1. Relaciones de cargas permanentes:**G1**

Como solo hay un grupo no se relaciona con ninguno más

5.5.2.2. Relaciones de explotación:

Q5 Y (Q4 oexcl Q6) oincl (Q1 oexcl Q2)

En este apartado lo que se dice es que las cargas debidas al funcionamiento de la torre (Q5) actúan siempre y además (Y) se le puede añadir cualquier caso del grupo Q4 o Q5, pero solo y exclusivamente

uno, ya que si se produce un atranque o un derrame, la maquinaria sería parada y de esta manera no puede dar lugar a otro caso de carga. Además de lo dicho anteriormente se ha supuesto que el polipasto puede estar actuando en cualquiera de sus dos posiciones a la vez que la torre está funcionando.

5.5.2.3. Relaciones de viento:

W5 oexcl W6 oexcl W7

En este caso tenemos que o actúa el viento a 0° de la 1ª combinación, o el viento a 0° de la segunda combinación, o el viento a 90° de la tercera combinación.

5.5.2.4. Relaciones de nieve:

Grupo 1: S1 (oexcl)

Casos: 47, 48, 49.

5.5.2.5. Relaciones de sismo:

E2 y (E1 oexcl E3)

En este apartado diremos que el sismo en eje Z actúa siempre, y este es acompañado siempre de sismo en dirección Y o en dirección X.

Una vez se han realizado todos los grupos y sus relaciones, como cada grupo estaba previamente definido como carga permanente, sobrecarga de uso etc. El programa genera automáticamente las combinaciones de hipótesis, siguiendo como regla las relaciones realizadas y su categoría dentro de la normativa, realizando automáticamente todas las combinaciones que la normativa establece y que aparecen en el punto 3.3 del presente proyecto.

5.6. PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL

En el Predimensionamiento inicial, el calculista ha definido el tipo de perfil que mejor cumpliría su cometido en función de los esfuerzos que han sido obtenidos en el análisis. Para ello, observando que cargas predominaban en las distintas barras se ha ido predimensionando el tipo de sección. Una vez han sido definidas todas los tipos de secciones que se han de utilizar en el proyecto, siguiendo las premisas marcadas en el punto 4.6 se ha realizado la comprobación de las barras, únicamente bajo los casos de carga simple, es decir el Predimensionamiento no se ha realizado con las combinaciones sino que primeramente se ha hecho un dimensionamiento rápido para unificar el estado de aptitud de la estructura frente a los casos simples.

Como resultado del primer dimensionamiento podemos observar en la figura 5.12 una imagen de la estructura inicial con todos los perfiles que se han dimensionado.

Como aspectos generales destacar que se predimensionaron los pilares con un IPE500 y arriostramientos con un HEA120. Las vigas principales de las distintas plantas fueron elegidas siguiendo un criterio constructivo para que la realización de las uniones fuese posible.

La cimentación no fue predimensionada puesto que aún no se habían realizado ni las combinaciones ni se tenía un dimensionamiento final, por lo que la cimentación se dimensionó directamente en el punto 6.5.

Lo que si se dimensiono para poder introducir las cargas han sido las correas necesarias para soportar el viento, el cerramiento, la nieve y los elementos de fijación. La condición de flecha utilizada para el dimensionamiento ha sido $L/250$, para elegir el perfil se realizó una hoja Excel donde poder hacer las numerosas iteraciones necesarias para conseguir definir el perfil necesario. Se optó por elegir la sección CF dado que su relación peso resistencia es bastante aceptable. Mediante la hoja Excel se llegó a la determinación que las correas laterales necesarias serian CF-140x3. En la figura 5.13 tenemos las principales características del perfil seleccionado y las cargas para las que se ha dimensionado. En la imagen 6.2 se tiene una imagen de la comprobación de la validez de la misma según la tabla Excel elaborada.

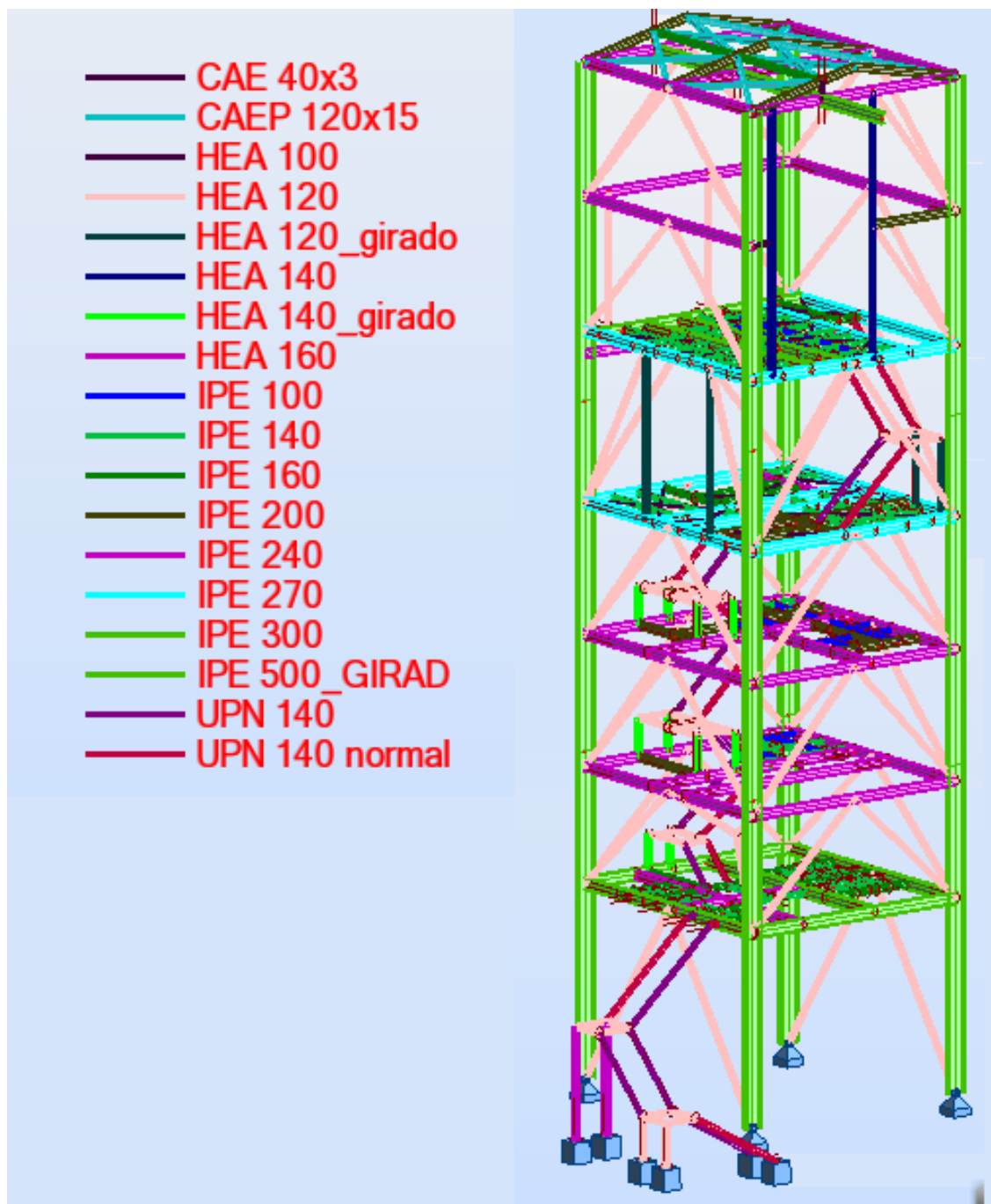


Figura 5.12. Predimensionamiento inicial

		introducir datos		
		comprobar celdas		
			Mayorada ELU	Mayorada ELS
eje debil	carga (kN/m)		0,27	0,20
eje fuerte	carga (kN/m)		3,17	2,12
	Longitud entre vanos eje fuerte		3,5	
	Longitud entre vanos eje debil		3,5	
	flecha estimada		14,00	250
Datos del perfil:		C 140 X 3,0		
wdebil		7750	mm ³	
wfuerte		32100	mm ³	
A		780	mm ²	
E		210000	N/mm ²	
lfuerte		2250000	mm ⁴	
ldebil		263000	mm ⁴	
Av		420	mm ²	
Vresistentey		56,99	Kn	
			Se puede despreciar el cortante	
w necesario (mm ³)		Inercia Necesaria (mm ⁴)	Recomendación	
eje debil	1768,11	133585,61	Bajar Perfil	
eje fuerte	20671,88	1405639,65	Bajar Perfil	

Figura 5.13. Datos del perfil y esfuerzos

La correa dimensionada en este caso fue la más desfavorable, es decir la de mayor longitud, y las cargas utilizadas fueron la mayor carga obtenida de la combinación del viento y la nieve.

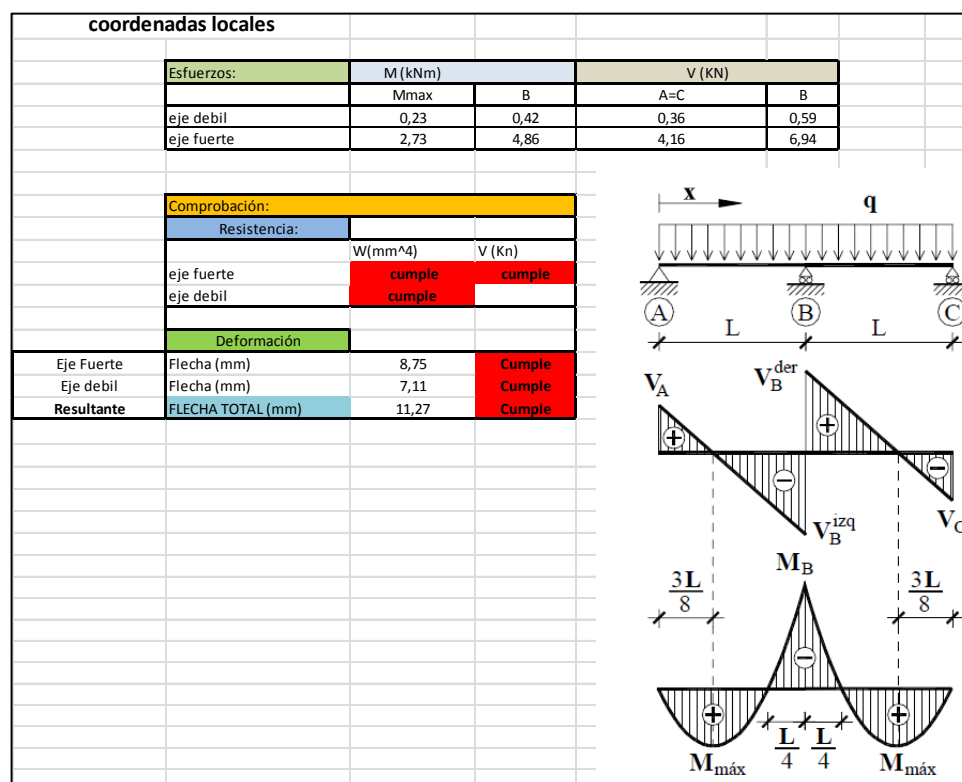


Figura 6.3. Comprobación de la validez del perfil

En el anejo A se desarrolla la justificación de los cálculos realizados en la hoja Excel como comprobación de los resultados de la misma y para una verificación final del buen funcionamiento de la tabla.

Análisis y dimensionamiento de la estructura

6.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se va a exponer todo lo referido al análisis de la estructura y al posterior dimensionamiento de todos los elementos que la componen. Además, se detalla el cálculo y dimensionamiento de las uniones principales de la estructura, así como la cimentación necesaria para transmitir las reacciones al terreno.

6.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS UTILIZADOS

De todos los métodos de análisis estáticos expuestos en el punto 4.5 hemos utilizado para el análisis de la estructura y la resolución de su matriz de rigidez el método Skyline. La utilización de este método viene justificada por dos motivos principales, en primer lugar dado que es un método en el cual el coste computacional no es demasiado alto, por lo que nos facilita una rapidez en la resolución de la estructura. El segundo motivo y principal por el que se ha usado este método es que con él aparecen todos los tipos de inestabilidades que se describieron en el punto 4.4, esto resulta de vital importancia ya que los otros métodos de análisis no nos aseguran la aparición de todas las inestabilidades.

En el caso de los análisis dinámicos, el método utilizado ha sido el método de Lanczos, con dicho método se ha realizado el análisis sísmico de nuestra estructura.

6.3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA Y OBTENCIÓN DE ENVOLVENTES

Como se detalla en el punto 5.4, una vez que se han introducido todos los casos de carga y todas las cargas asociadas a dichos casos lo siguiente que se realiza es el análisis de la estructura. Con esto se pretende, además de realizar el análisis sísmico y obtener todas las cargas sísmicas y sus reacciones en la estructura, obtener todos los esfuerzos a los que se es sometida la estructura y poder dimensionar posteriormente los elementos en función de dichos esfuerzos.

Para ello, una vez tenemos todos los casos de cargas e hipótesis correspondientes, iniciamos el cálculo de nuestra estructura. Una vez finalizado, podemos obtener las envolventes de esfuerzos de todas las barras de la estructura.

Para verificar que el análisis sísmico se ha realizado correctamente debemos observar que en la pestaña de resultados dinámicos, que se han movillado por encima del 90% de las masas en los

distintos modos que se le han definido, siendo así en el cálculo de la torre.

6.4. DIMENSIONAMIENTO FINAL

Una vez que se realizaron las combinaciones en el punto 5.5, habiendo introducido el análisis sísmico, se vuelve a analizar y calcular la estructura. En este punto del dimensionamiento, lo que se ha realizado es con el predimensionamiento de la estructura una vez terminado, se han añadido todas las combinaciones generadas por la norma incluyendo el sismo y sus distintas combinaciones.

Una vez que se tienen todas las cargas y combinaciones en el modelo de cálculo, se procede a la verificación de todas las barras que han sido predimensionada en el punto 5.6. En la figura 6.6, podemos ver una imagen general de la estructura con todos los perfiles finales. Cabe destacar que han subido de sección principalmente los pilares principales y los arriostramientos. Las vigas principales de las elevaciones también han cambiado levemente y la viga del polipasto también ha sido ampliada por no cumplir ELS. En la figura 6.5 podemos observar una imagen del mapa de tensiones de la estructura, y los puntos donde se encuentran las mayores tensiones

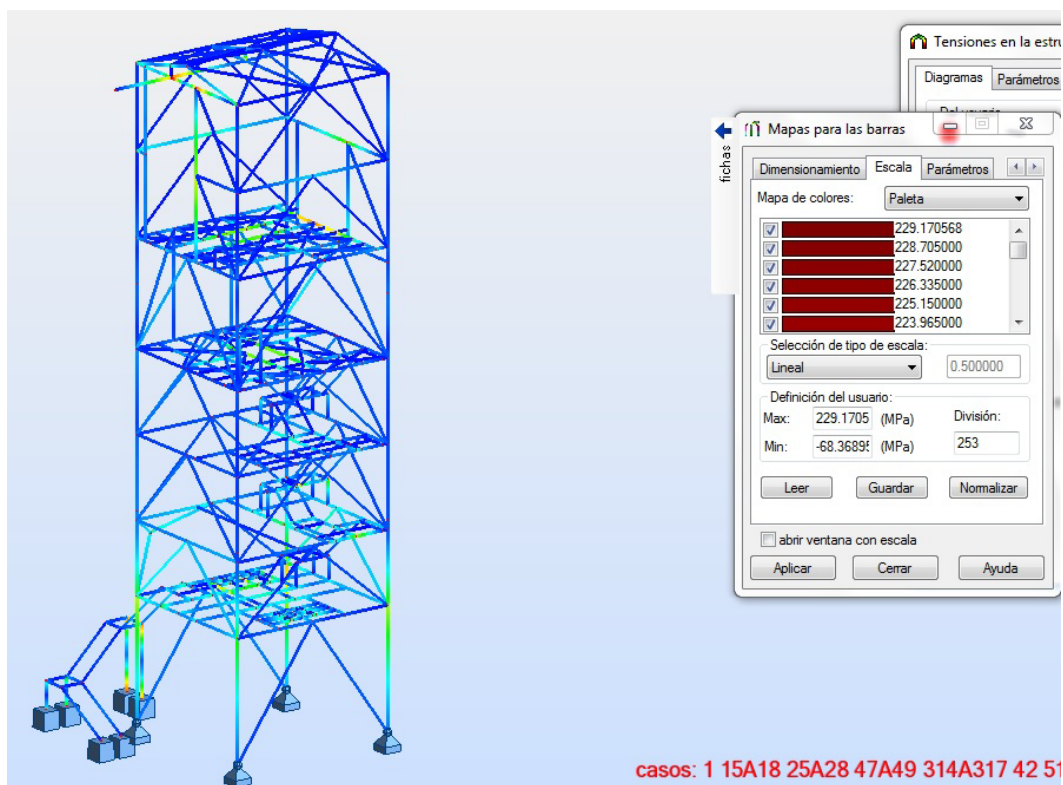


Figura 6.5. Detalle de la cimentación con zapata combinada

Un aspecto a destacar es que todos los perfiles son clase 1 en la estructura, dado que por criterios ajenos al proyectista los pilares utilizados son tipo IPE, puede haber algún tipo de duda en la clase de los mismos, esta duda queda resuelta en el anejo A punto A.2 donde se puede ver el listado de comprobación de robot del perfil, donde el tipo de perfil es clase1. Además, destacar que los entramados internos de la estructura, los perfiles mínimos que se han dispuesto son IPE 140. La mayoría de estos perfiles están trabajando con un ratio muy bajo y pese a ello se han mantenido por criterios constructivos, es decir el ala de la IPE 140 tiene las dimensiones necesarias para poder fijar el piso de cada planta y la maquinaria necesaria, en caso de bajar de sección dichos perfiles se estaría impidiendo la fijación del mismo. También destacar que ocurre lo mismo con las escaleras, las UPN 140

están dispuestas porque son las adecuadas para fijar los peldaños con unas dimensiones mínimas, por tanto no se ha bajado la sección de dichos perfiles para hacer constructiva la estructura.

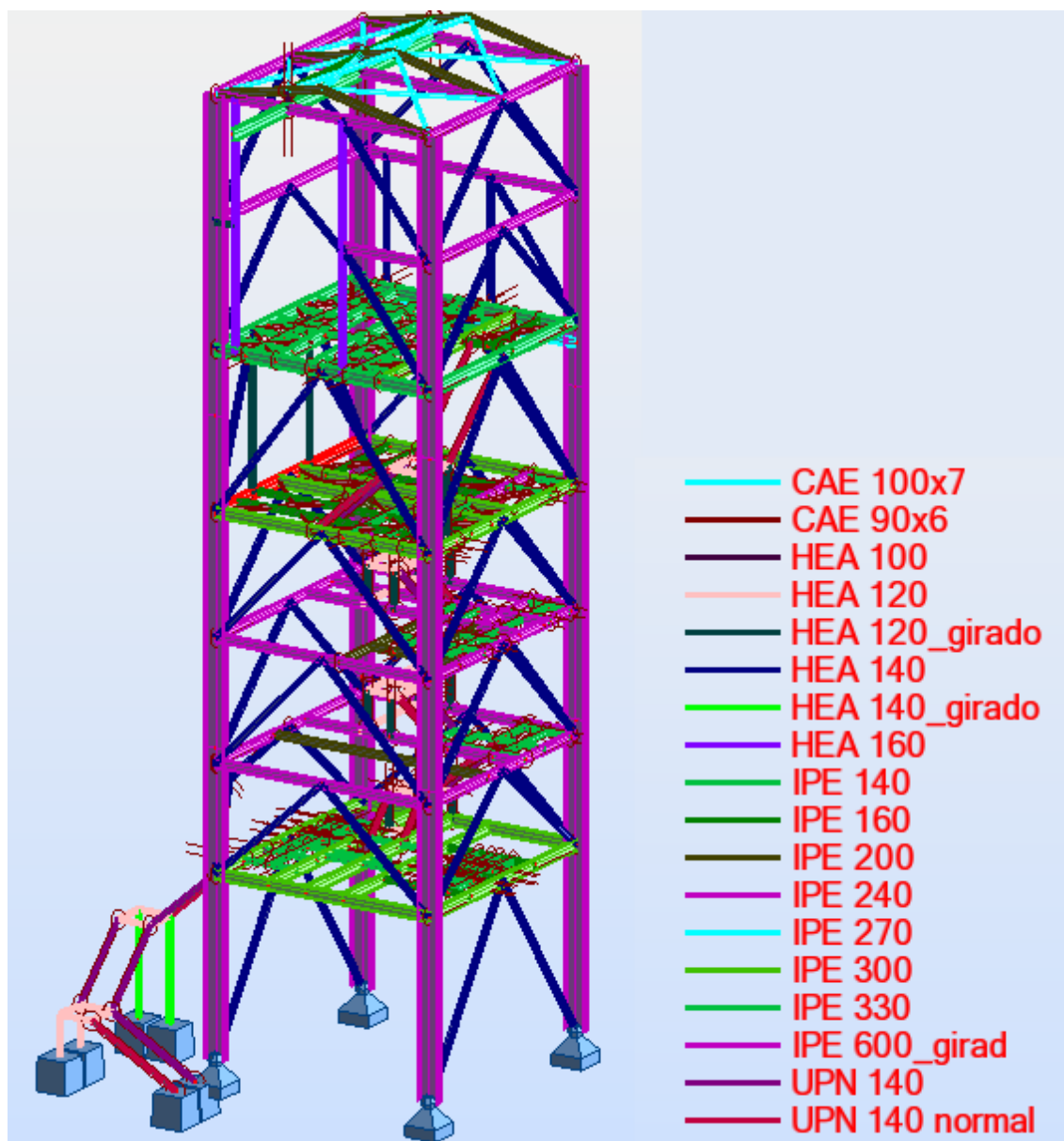


Figura 6.6. Dimensionamiento final

6.5. CALCULO DE UNIONES

En el siguiente apartado, se va a realizar el diseño y análisis de las uniones principales de la estructura, es decir, uniones entre pilares, vigas principales y placas de anclaje. El cálculo de la unión se realizara mediante el programa Robot y los pasos a seguir serán los descritos en el punto 4.8. La mayoría de las uniones calculadas se han diseñado atornilladas, esto es debido a que se pretende hacer la estructura lo más desmontable posible para en casos futuros poder ser trasladada a otro emplazamiento.

6.5.1. Tipología de uniones utilizadas

A lo largo de la estructura se tienen numerosas uniones de donde una viga puede atacar al alma o al

ala. En el caso de las uniones articuladas que atacan al alma de una viga, se ha seguido el tipo de unión formada por angulares, donde se han soldado los angulares necesarios a la viga donde es atacada y se ha dejado previsto para atornillar la viga que ataca como se puede apreciar en la figura 6.7. En el caso de uniones articuladas al alma del pilar, la resolución ha sido de manera distinta, se ha resuelto con una puntera desde el alma del pilar para posteriormente realizar una unión a tope, tal y como se puede apreciar en la imagen 6.8.

Para las uniones rígidas la tipología seguida ha sido mediante chapa de testa, como se puede apreciar en la imagen 6.9.

Para el empalme de pilares, la unión propuesta ha sido mediante unión a tope con placa de testa y atornillada. En la figura 6.10 se puede observar la unión de dos pilares IPE 600 mediante dos placas a tope y sus correspondientes tornillos.

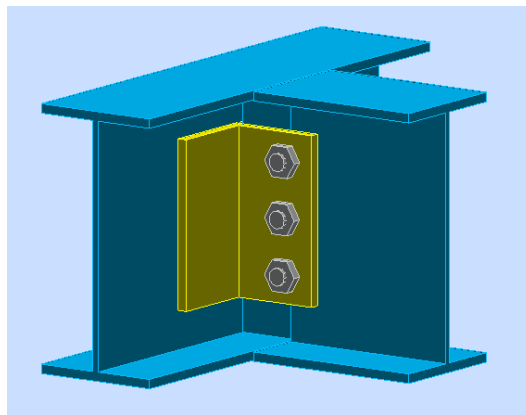


Figura 6.7. Unión Articulada mediante angulares

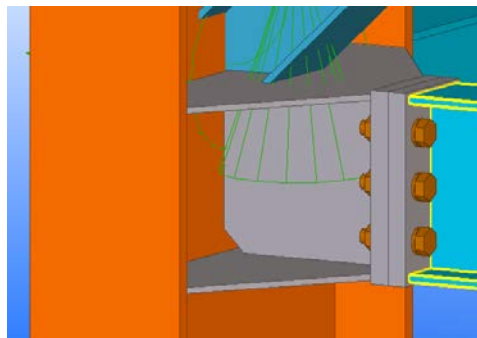


Figura 6.8. Unión Articulada

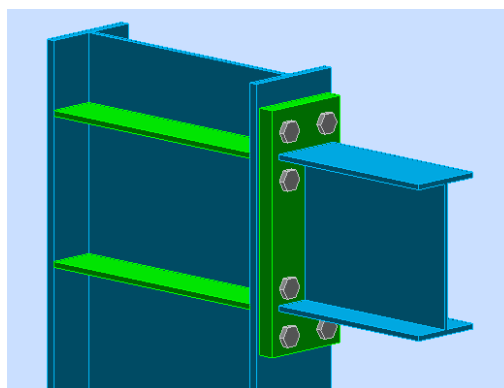


Figura 6.10. Unión rígida mediante placa de testa

Para las uniones de los pilares con la cimentación, se ha realizado mediante placas y garrotas, en las que se ha mandrinado la longitud de roscado estipulada para ser utilizada como perno atornillado, y preservar la adherencia que el acero corrugado confiere. En las uniones de los pilares principales se ha dispuesto de una chaveta para mejorar la unión frente a los esfuerzos cortantes. En la figura 6.11 podemos ver un ejemplo de unión del pilar a cimentación como ha sido resuelta.

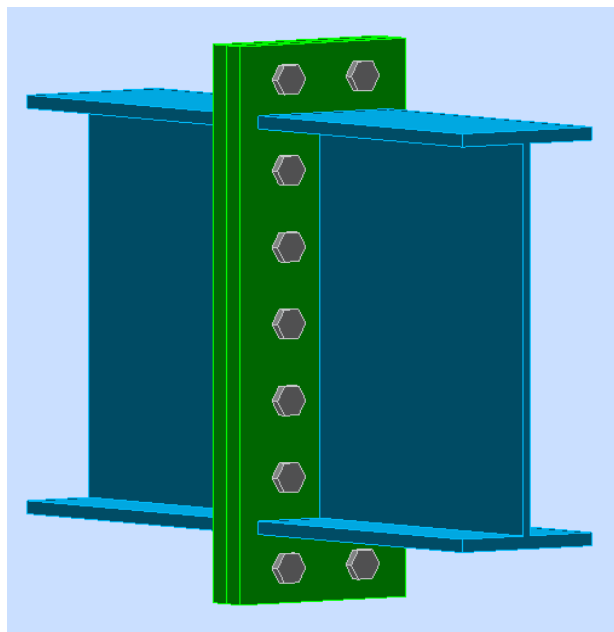


Figura 6.10. Empalme de pilares mediante placa de testa

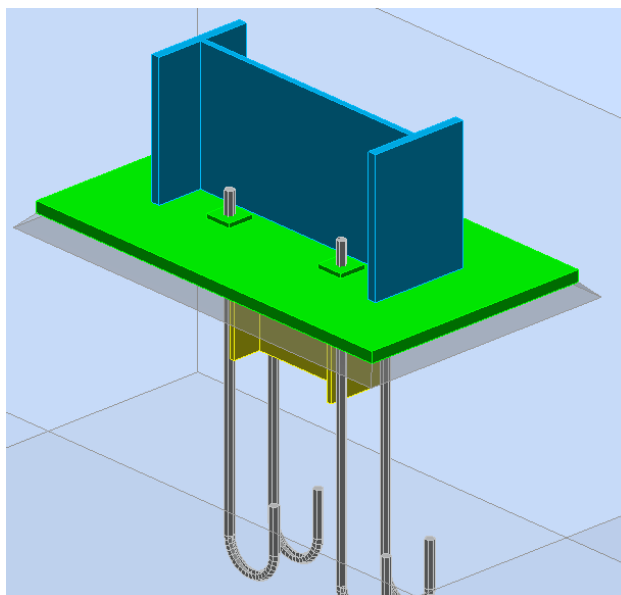


Figura 6.11. Unión de Pilar a cimentación mediante placa de anclaje

Para las placas de anclaje de los pilares de las escaleras, la tipología de unión que ha sido elegida es idéntica a la de los pilares principales, pero disponiendo los pernos de anclaje de manera que la unión sea rígida. En la figura 6.12 se puede observar un ejemplo de esta.

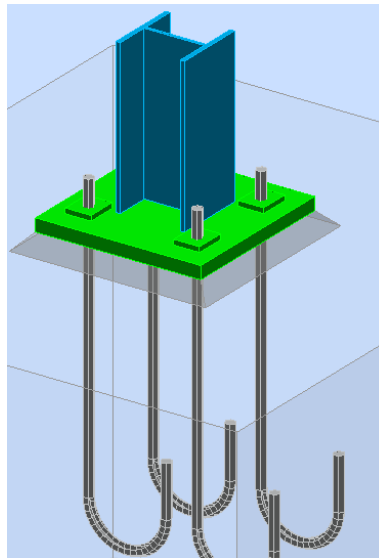


Figura 6.12. Unión rígida de pilar a cimentación mediante placa de anclaje

6.5.2. Estandarización de uniones

Dado que en la estructura hay un total de 14 tipos de barras, significa que hay 52 uniones tipo diferentes, de estas 52 uniones solo 11 de ellas se han denominado uniones principales. Se han denominado principales, por pertenecer a vigas principales de la estructura y no a entramados secundarios.

Sobre el diseño de las uniones cabe destacar que estas han sido diseñadas siguiendo un estándar facilitado en su día por la empresa colaboradora del proyecto, y que fue calculado en el periodo de prácticas del autor. Sobre dicho estándar, se han sacado las dimensiones y geometría de todas las uniones ejecutadas en el proyecto.

Criterio de esfuerzos del estándar:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Uniones rígidas} & \left\{ \begin{array}{l} V_{ed}=33\% V_{pl,Rd} \\ M_{ed}=50\% M_{pl,Rd} \end{array} \right. & \\
 \\
 \text{Uniones articuladas} & \left\{ \begin{array}{l} N_{ed}=50\% N_{pl,Rd} \text{ (Arriostramientos)} \\ V_{ed}=60\% V_{pl,Rd} \end{array} \right. &
 \end{array}$$

En la estructura existen numerosas uniones iguales geoméricamente, pero distintas en cuanto a esfuerzos se refiere, por todo esto lo que se ha propuesto para solo tener una unión tipo con cada perfil, ha sido diseñarlas según el criterio más desfavorable, (el del estándar), y posteriormente comprobar alguna de las más solicitadas para verificar que el ratio queda inferior al 80%. En el caso de las uniones articuladas al alma del pilar, como dicho diseño no puede ser calculado en robot, el diseño se ha realizado según el estándar, y posteriormente se ha comprobado, que los esfuerzos en las barras más desfavorables, no superan los esfuerzos de diseño.

Las uniones calculadas en robot han sido catalogadas con la siguiente identidad: PERFIL1-PERFIL2-R. El primer tipo de perfil indica la barra que ataca a la unión, el segundo tipo de perfil indica la barra que recibe a la primera barra y la letra R o A significa el caso de Rígido o Articulado. Dicho esto las uniones estudiadas son:

- IPE 240-IPE 600-A
- IPE 240-IPE 600-R
- IPE 300-IPE 600-A
- IPE 300-IPE 600-R
- IPE 330-IPE 600-A
- IPE 330-IPE 600-R
- IPE 300-IPE 300-R
- IPE 200-IPE 200-R (Cumbreira)
- HEA 140-HEA 140-A
- HEA 140-IPE 240-A
- IPE 300-IPE 330-A

En el caso de las placas de anclaje, estas no han sido calculadas siguiendo los criterios anteriores, dichas placas han sido calculadas con el programa para los esfuerzos de cálculo específicos de cada tipo de perfil.

Como resumen se muestran a continuación los valores de diseño y los valores de cálculo del programa, con los correspondientes ratios de trabajo de las mismas.

Uniones Rígidas:

IPE 200	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		69,86	28,89	80%
Calculo	31,76	21,55	-5,42	25%

IPE 240	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		95,51	48,01	80%
Calculo	157,68	5,05	5,26	22%

IPE 270	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		110,48	63,38	80%
Calculo	35,34	39,2	27,81	21%

IPE 300	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		128,14	82,29	80%
Calculo	7,76	-31,29	60,32	34%

IPE 330	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		153,74	105,33	80%
Calculo	29,89	38,2	30,06	13%

IPE 600	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño		418,06	459,90	80%
Calculo	418,4	5,46	17,72	12%

Uniones Articuladas:

IPE 240	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño	512,02	95,51		80%
Calculo	40,37	-2,55		26%

IPE 330	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño	819,76	153,74		80%
Calculo	-8,96	15,01		11%

IPE 300	Ned (kN)	Ved (kN)	Med (kN/m)	RATIO
Diseño	704,52	128,14		80%
Calculo	-8,96	15,01		27%

En el anejo A se exponen las notas de cálculo correspondientes a cada una de las uniones calculadas. Dentro de estas también se encuentran las placas de anclaje, que como decíamos anteriormente han sido calculadas según las reacciones obtenidas por el programa, y donde se comprueba los paramentos más importantes de las mismas como la correcta longitud de agarre de los pernos, excentricidad, etc.

6.6. CIMENTACIÓN

En este punto se procede al estudio, dimensionamiento y armado de la cimentación de la estructura. Además de la cimentación que soportara las acciones transmitidas por los pilares principales, también se dimensionara la cimentación requerida para los pilares de las escaleras, todo ello siguiendo la normativa vigente EHE-08 [14].

6.6.1. Características del terreno

Dado que se carece de estudio geotécnico, se ha hecho una labor de investigación acerca de la calidad de los suelos en el Alquife y sus inmediaciones. Como resultado se ha llegado a la conclusión que se podría adoptar un suelo para nuestra cimentación con las características de gravas semicompactadas, la tensión admisible en el terreno será de 0.2 Mpa.

6.6.2. Tipología de cimentación adoptada

La tipología de cimentación adoptada en nuestra estructura ha sido lo más unificada posible, se han adoptado dos tipologías diferentes de zapatas, un tipo para los pilares principales, y otro tipo para los pilares de escalera.

Para la cimentación de los pilares principales se ha optado por zapatas aisladas cuadradas, unidas todas ellas mediante una correa perimetral. En la figura 6.13 podemos observar una imagen de la

cimentación general de la torre.

Para la cimentación de los pilares de los distintos descansos de las escaleras, se ha unificado en cuanto a geometría se refiere para facilitar la ejecución en obra. Dicha cimentación se ha propuesto combinar en una misma zapata los dos arranques de cada descanso de escalera. En la figura 6.14 podemos ver un detalle de lo que son las dos zapatas que combinan los cuatro arranques de pilares de las escaleras.

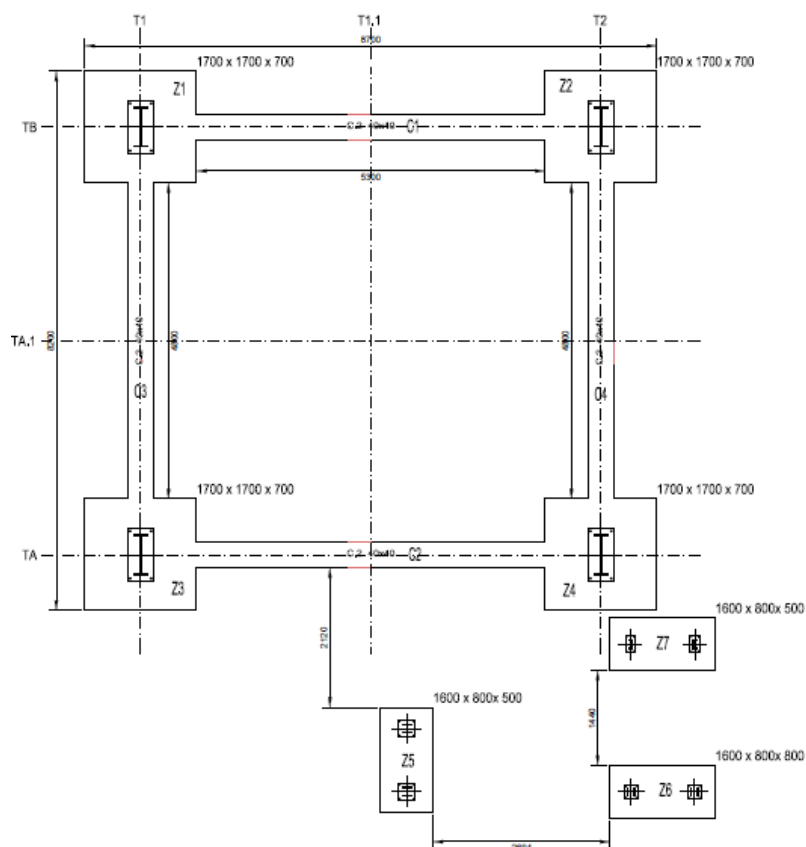


Figura 6.13. Detalle de la cimentación con zapata combinada

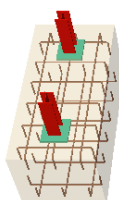
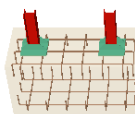


Figura 6.14. Detalle de la cimentación de las escaleras

6.6.3. Dimensionamiento y armado

Las distintas zapatas descritas en el punto 6.6.2 han sido calculadas mediante el programa Cype.[3] y la norma utilizada ha sido la EHE-08 [14], los materiales utilizados son los indicados en el punto 2.6, y han sido los elegidos en el programa de cálculo de la cimentación..

Una vez introducido el tipo de suelo y sus características, se introducen las reacciones según normativa, más desfavorable, obtenidas del programa robot, se procede al diseño de la cimentación y la situación de los arranques de los pilares y la descripción de las placas de anclaje que han sido calculadas en robot. Cuando han sido introducidos todos los datos en el programa, realizamos un predimensionamiento y un prearmado de cada cimentación.

Después de varias iteraciones geométricas y rearmados se llega a una zapata aplicable para los pilares principales y que cumple correctamente los ratios. De manera idéntica se ha procedido con las zapatas para las escaleras. Finalmente se han modificado las distancias entre armados para unificar lo máximo posible la cimentación. Después de las últimas modificaciones, habiendo comprobado que dichas zapatas cumplen correctamente los ratios, se ha comprobado que dicha cimentación cumple la norma en cuanto a apertura de fisura y longitudes de anclaje se refiere. Todos los resultados y comprobaciones de la cimentación y las correas de atado, se encuentran en el punto A.6 del anejo A.

La numeración se puede observar en la figura 6.15, y a continuación, el armado final de las mismas.

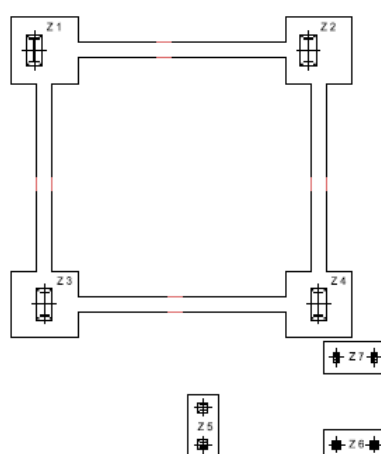


Figura 6.14. Numeración de la cimentación

- **Zapatas aisladas Z1 Z2 Z3 Z4:**

Pilar: IPE 600

Placa de anclaje: 750x520x35

Dimensiones de la cimentación: 170x170x60

Armado superior: Armado inferior:

Eje X: 8Ø12c/20 Eje X: 8Ø12c/20

Eje Y: 8Ø12c/20 Eje Y: 8Ø12c/20

Armado perimetral: 3Ø12

- ***Zapata Aislada N7:***

Placa de anclaje: 260x260x15

Dimensiones de la cimentación: 160x80x40

Armado superior: Armado inferior:

Eje X: 5Ø12c/15 Eje X: 5Ø12c/15

Eje Y: 10Ø12c/15 Eje Y: 10Ø12c/15

Armado perimetral:

2Ø12

- ***Zapata Aislada N5:***

Pilares: HEA 140

Placa de anclaje: 320x260x25

Dimensiones de la cimentación: 80x160x80

Armado superior: Armado inferior:

Eje X: 5Ø12c/15 Eje X: 5Ø12c/15

Eje Y: 10Ø12c/15 Eje Y: 10Ø12c/15

Armado perimetral:

2Ø12

- ***Zapata aislada N6:***

Pilares: HEA 120

Placa de anclaje: 260x220x25

Dimensiones de la cimentación: 160x80x80

Armado superior: Armado inferior:

Eje X: 5Ø12c/15 Eje X: 5Ø12c/15

Eje Y: 10Ø12c/15 Eje Y: 10Ø12c/15

Armado perimetral:

2Ø12

- ***Correas:***

Dimensiones de la correa: 400x400

Armado:

4Ø16 en esquinas

Estribos: Ø8c/30

Referencias bibliográficas

- [1] ROBOT 2012: Manual completo de Robot. Autodesk.
- [2] EXCEL. Microsoft office 2010, extensión: Excel. Microsoft.
- [3] CYPE 2012 versión i: Guía de usuario Cype Ingenieros. Cype Ingenieros
- [4] TEKLA STRUCTURES V18: Manual de usuario. Tekla corporation.
- [5] AUTOCAD. Versión 2013. Autor: Autodesk.
- [6] WORD. Microsoft office 2010, extension: Word. Microsoft.
- [7] SOLIDWORKS
- [8] UNE-EN 1991-1-1:2002, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales, pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. 2003
- [9] UNE-EN 1991-1-3:2003, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-3: Acciones generales, cargas de nieve. 2004.
- [10] UNE-EN 1991-4-3:2005, Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales, acciones de viento. 2007.
- [11] UNE-EN 1993-1-1:2005, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios. 2008
- [12] UNE-EN 1993-1-3:2006, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-3: Reglas adicionales para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío. 2012.
- [13] UNE-EN 1993-1-8:2005, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones. 2012.
- [14] EHE08, Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de fomento 2011,
- [15] NCSE-02, Norma de construcción sismoresistente. Parte general y edificación. Ministerio de fomento. 2002.



Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Cálculo y diseño de torre de transferencia de mineral

ANEJO A

Informes y comprobaciones

Titulación: Ingeniería Industrial

Intensificación: Estructuras

Alumno/a: José Tomás Ramírez Muñoz

Director/a/s: Concepción Díaz Gómez

Co/Director: Sebastián Ginés Picó Vicente

Informes y comprobaciones

A.1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se exponen los listados obtenidos del programa robot 2012 de las barras mas significativas de la estructura, de todas ellas se han elegido las dos barras mas desfavorables para que se tenga una noción de los distintos ratios a los que esta trabajando la estructura. Dicha comprobación se ha realizado siguiendo el *EN 1993-1:2005/AC: 2009, Eurocode 3*[12]

A.2. PILARES PRINCIPALES

Las barras estudiadas en este apartado han sido las barras 529 y 141 esto corresponde a los pilares principales de la EL+15.600.

BARRA: 529 P.Principales_1_529 **PUNTOS:** 2 **COORDENADA:** $x = 0.60$ $L = 5.03$ m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: $416 \text{ ELU}/84 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 52 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$
 $(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 52 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 600_girad

$h = 60.0$ cm $gM0 = 1.00$ $gM1 = 1.00$

$b = 22.0$ cm $A_y = 94.30$ cm² $A_z = 83.78$ cm² $A_x = 155.98$ cm²

$t_w = 1.2 \text{ cm}$ $I_y = 92083.40 \text{ cm}^4$ $I_z = 3387.34 \text{ cm}^4$ $I_x = 166.20 \text{ cm}^4$
 $t_f = 1.9 \text{ cm}$ $W_{ply} = 3512.62 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 485.66 \text{ cm}^3$

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{,Ed} = 684.03 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -316.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 0.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = -0.03 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 4289.56 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 965.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,pl,Rd} = 133.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{y,c,Rd} = 1497.28 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 1955.24 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 965.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 133.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = -63.00 \text{ kN}$
 $MN_{y,Rd} = 965.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $MN_{z,Rd} = 133.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,c,Rd} = 1330.25 \text{ kN}$
 $Mb_{,Rd} = 627.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:**

$z = 0.00 \text{ m}$ $M_{cr} = 1146.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curva, LT - b $X_{LT} = 0.65$
 $L_{cr,low} = 5.03 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.92$ $f_{i,LT} = 1.04$

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

$L_y = 8.43 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.17$ $L_z = 8.43 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 1.24$
 $L_{cr,y} = 3.52 \text{ m}$ $X_y = 1.00$ $L_{cr,z} = 5.03 \text{ m}$ $X_z = 0.46$
 $\lambda_{m,y} = 14.48$ $k_{yy} = 1.28$ $\lambda_{m,z} = 107.83$ $k_{yz} = 1.52$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{m,y} = 14.48 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 107.83 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_{y,Ed}/Mb_{,Rd} = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas No analizado



Desplazamientos

$$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/250.00 = 3.4 \text{ cm Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 576 \text{ ELS: } CHR/34 = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 52 \cdot 0.70 + 328 \cdot 1.00 \quad (1+324+326+328) \cdot 1.00 + 52 \cdot 0.70$$

$$v_y = 1.9 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/250.00 = 3.4 \text{ cm Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 607$$

$$\text{ELS: } CHR/65 = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 51 \cdot 0.70 + 327 \cdot 1.00 + 49 \cdot 0.50 \\ (1+324+326+327) \cdot 1.00 + 51 \cdot 0.70 + 49 \cdot 0.50$$

Perfil correcto !!!

A.3. VIGAS PRINCIPALES

En este punto se exponen las notas de cálculo de las vigas principales de la estructura, para ello las hemos clasificado en función del tipo de sección y se han expuesto las barra con mayor ratio de trabajo en ELU y ELS.

A.3.1. IPE 140

Barras estudiadas: 917 para ELU y 681 para ELS.

BARRA: 917 Viga_0.5_0.5_L/300_917

PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.77 L = 1.23 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 140

$h=14.0 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=7.3 \text{ cm}$	$A_y=11.15 \text{ cm}^2$	$A_z=7.64 \text{ cm}^2$	$A_x=16.43 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=541.22 \text{ cm}^4$	$I_z=44.92 \text{ cm}^4$	$I_x=2.54 \text{ cm}^4$

tf=0.7 cm

Wply=88.35 cm³Wplz=19.25 cm³**FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:**

N,Ed = 0.03 kN	My,Ed = 6.50 kN*m	Mz,Ed = 0.11 kN*m	Vy,Ed = 2.04 kN
Nc,Rd = 451.71 kN	My,pl,Rd = 24.30 kN*m	Mz,pl,Rd = 5.29 kN*m	Vy,T,Rd = 176.91 kN
Nb,Rd = 387.55 kN	My,c,Rd = 24.30 kN*m	Mz,c,Rd = 5.29 kN*m	Vz,Ed = -17.83 kN
	MN,y,Rd = 24.30 kN*m	MN,z,Rd = 5.29 kN*m	Vz,T,Rd = 121.26 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:****PARAMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

Ly = 1.60 m	Lam_y = 0.32
Lcr,y = 1.60 m	Xy = 0.97
Lamy = 27.87	kyy = 1.00



respecto al eje z:

Lz = 1.60 m	Lam_z = 0.56
Lcr,z = 0.80 m	Xz = 0.86
Lamz = 48.38	kyz = 0.69

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 27.87 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 48.38 < \lambda_{max} = 210.00$$

ESTABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!**BARRA:** 681 Viga_0.5_0.5_L/300_681**PUNTOS:**

DESPLAZAMIENTOS LIMITES**Flechas**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 0.5 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 604 ELS:CHR/62=1*1.00 + 324*1.00 + 326*1.00 + 51*0.70 + 327*1.00 (1+324+326+327)*1.00+51*0.70

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 0.5 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

**Desplazamientos No analizado**

Perfil correcto !!!

A.3.2. IPE 160

Barras estudiadas: 515 para ELU y 894 para ELS.

BARRA: 515 Viga_0.5_0.5_L/300_515

PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.40 L = 1.05 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 160**

$h=16.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=8.2 \text{ cm}$	$A_y=13.73 \text{ cm}^2$	$A_z=9.66 \text{ cm}^2$	$A_x=20.09 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=869.29 \text{ cm}^4$	$I_z=68.31 \text{ cm}^4$	$I_x=3.53 \text{ cm}^4$
$t_f=0.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=123.87 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=26.10 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 5.40 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 6.87 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.15 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 552.51 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 34.06 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 7.18 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 217.99 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 392.91 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 34.06 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 7.18 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -5.74 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 34.06 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 7.18 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 153.32 \text{ kN}$

$$T_t, E_d = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$$L_y = 2.63 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.46$$

$$\text{Lcr}, y = 2.63 \text{ m}$$

$$X_y = 0.94$$

$$\text{Lamy} = 39.98$$

$$k_{yy} = 1.00$$



respecto al eje z:

$$L_z = 2.63 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.82$$

$$\text{Lcr}, z = 1.31 \text{ m}$$

$$X_z = 0.71$$

$$\text{Lamz} = 71.31$$

$$k_{yz} = 0.69$$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N, E_d / N_c, R_d = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_y, E_d / M_{N,y}, R_d)^{2.00} + (M_z, E_d / M_{N,z}, R_d)^{1.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, E_d / V_{y,T}, R_d = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, E_d / V_{z,T}, R_d = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty}, E_d / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz}, E_d / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\text{Lamda}, y = 39.98 < \text{Lamda}, \text{max} = 210.00$$

$$\text{Lamda}, z = 71.31 < \text{Lamda}, \text{max} = 210.00$$

ESTABLE

$$N, E_d / (X_y \cdot N, R_k / gM_1) + k_{yy} \cdot M_y, E_d / (XLT \cdot M_y, R_k / gM_1) + k_{yz} \cdot M_z, E_d / (M_z, R_k / gM_1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, E_d / (X_z \cdot N, R_k / gM_1) + k_{zy} \cdot M_y, E_d / (XLT \cdot M_y, R_k / gM_1) + k_{zz} \cdot M_z, E_d / (M_z, R_k / gM_1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

BARRA: 894 Viga_0.5_0.5_L/300_894

PUNTOS:

COORDENADA:

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 327 VIENTO 1º COMBINACION (0°)

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.3. IPE 200

Barras estudiadas: 294 para ELU y 419 para ELS.

BARRA: 294 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_294

PUNTOS:

2

COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 3.32$ m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: $336 \text{ ELU}/4 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.50 + 328 \cdot 0.90 + 47 \cdot 0.75$
 $(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.50 + 328 \cdot 0.90 + 47 \cdot 0.75$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=19.58$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=28.48$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=1943.17$ cm ⁴	$I_z=142.37$ cm ⁴	$I_x=6.46$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=220.66$ cm ³	$W_{plz}=44.61$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{,Ed} = 38.43$ kN	$M_{y,Ed} = -12.56$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.27$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.14$ kN
$N_{c,Rd} = 783.31$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 60.68$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 12.27$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 310.47$ kN
$N_{b,Rd} = 561.82$ kN	$M_{y,c,Rd} = 60.68$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 12.27$ kN*m	$V_{z,Ed} = -12.07$ kN
	$MN_{y,Rd} = 60.68$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 12.27$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 222.09$ kN
	$M_{b,Rd} = 50.05$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 108.91$ kN*m	Curva,LT - a	$X_{LT} = 0.82$
$L_{cr,low} = 1.58$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.75$	$f_{i,LT} = 0.84$	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

$$L_y = 3.32 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.31$$

$$L_z = 3.32 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 0.81$$

$$\text{Lcr}_y = 2.25 \text{ m}$$

$$X_y = 0.97$$

$$\text{Lcr}_z = 1.58 \text{ m}$$

$$X_z = 0.72$$

$$\text{Lamy} = 27.25$$

$$k_{yy} = 1.03$$

$$\text{Lamz} = 70.46$$

$$k_{yz} = 0.80$$

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N, Ed/Nc, Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_y, Ed/MN_y, Rd)^{2.00} + (M_z, Ed/MN_z, Rd)^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, Ed/V_y, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, Ed/V_z, T, Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty}, Ed/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz}, Ed/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\text{Lamba}_y = 27.25 < \text{Lamba}_{\text{max}} = 210.00$$

$$\text{Lamba}_z = 70.46 < \text{Lamba}_{\text{max}} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_y, Ed/M_b, Rd = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed/(X_y \cdot N, Rk/gM_1) + k_{yy} \cdot M_y, Ed/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM_1) + k_{yz} \cdot M_z, Ed/(M_z, Rk/gM_1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed/(X_z \cdot N, Rk/gM_1) + k_{zy} \cdot M_y, Ed/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM_1) + k_{zz} \cdot M_z, Ed/(M_z, Rk/gM_1) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!**BARRA:** 419 Viga_1_1L/300_419PUNTOS:**COORDENADA:****DESPLAZAMIENTOS LIMITES****Flechas**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 1.0 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 580 \text{ ELS:CHR/38} = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 328 \cdot 1.00 \\ (1+324+326+328) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 1.0 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 325 \text{ CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO}$$

$$u_{\text{inst}, y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst}, \text{max}, y} = L/300.00 = 1.0 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 1 \cdot 327 + 0.5 \cdot 47 + 0.7 \cdot 51$$

$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 1.0 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 1*327



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.4. IPE 240

Barras estudiadas: 20 para ELU y barra 275 para ELS

BARRA: 20 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_20

PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.00$ $L = 0.00 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: $420 \text{ ELU}/88 = 1*1.35 + 324*1.35 + 326*1.35 + 327*1.50 + 47*0.75$
 $(1+324+326)*1.35+327*1.50+47*0.75$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

$h=24.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$A_y=27.31 \text{ cm}^2$	$A_z=19.14 \text{ cm}^2$	$A_x=39.12 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=3891.63 \text{ cm}^4$	$I_z=283.63 \text{ cm}^4$	$I_x=11.60 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=366.68 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=73.93 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 145.07 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 1.35 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1075.70 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 100.84 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 20.33 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 433.61 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 236.46 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 100.84 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 20.33 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 0.06 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 100.84 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 20.33 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 303.94 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 76.14 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 134.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curva,LT - a $X_{LT} = 0.76$
 $L_{cr,upp} = 2.27 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.87$ $f_{i,LT} = 0.95$

PARAMETROS DE PANDEO:



respecto al eje y:

$L_y = 6.50 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.38$
 $L_{cr,y} = 3.25 \text{ m}$ $X_y = 0.96$
 $\lambda_{m,y} = 32.58$ $k_{zy} = 0.82$



respecto al eje z:

$L_z = 6.50 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 1.95$
 $L_{cr,z} = 4.55 \text{ m}$ $X_z = 0.22$
 $\lambda_{m,z} = 168.97$ $k_{zz} = 1.61$

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{m,y} = 32.58 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 168.97 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas

$$u_y = 1.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: $580 \text{ ELS:CHR}/38 = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 328 \cdot 1.00$
 $(1+324+326+328) \cdot 1.00$

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: $604 \text{ ELS:CHR}/62 = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 51 \cdot 0.70 +$
 $327 \cdot 1.00 \quad (1+324+326+327) \cdot 1.00 + 51 \cdot 0.70$

$$u_{inst,y} = 1.2 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: $0.6 \cdot 328 + 1 \cdot 52$

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable:



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.5. IPE 270

Barras estudiadas: 425 para ELU y ELS

BARRA: 425 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_425

PUNTOS: 2

COORDENADA: $x = 0.50 L = 3.25 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 448

ELU/116 = $1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 270

$h=27.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=13.5 \text{ cm}$	$A_y=31.45 \text{ cm}^2$	$A_z=22.14 \text{ cm}^2$	$A_x=45.94 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=5789.78 \text{ cm}^4$	$I_z=419.87 \text{ cm}^4$	$I_x=14.93 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=484.03 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=96.95 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 82.75 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -16.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.47 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1263.49 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 133.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 26.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 488.09 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 339.73 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 133.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 26.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -63.25 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 133.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 26.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 346.38 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 132.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2819.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curva,LT - a	$X_{LT} = 1.00$
------------	--------------------------------------------	--------------	-----------------

Lcr,low=0.68 m

Lam_LT = 0.22

fi,LT = 0.53

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 6.50 m

Lam_y = 0.07

Lz = 6.50 m

Lam_z = 1.73

Lcr,y = 0.68 m

Xy = 1.00

Lcr,z = 4.55 m

Xz = 0.27

Lamy = 6.06

kzy = 0.60

Lamz = 150.51

kzz = 1.18

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 6.06 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 150.51 < \lambda_{max} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.36 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!**A.3.6. IPE 300**

Barras estudiadas: 410 para ELU y ELS.

BARRA: 410 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_410**PUNTOS:**

2

COORDENADA: x = 0.62 L = 4.00 m**CARGAS:**

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

**PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 300**

$h=30.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0$ cm	$A_y=36.16$ cm ²	$A_z=25.68$ cm ²	$A_x=53.81$ cm ²
$t_w=0.7$ cm	$I_y=8356.11$ cm ⁴	$I_z=603.78$ cm ⁴	$I_x=19.47$ cm ⁴
$t_f=1.1$ cm	$W_{ply}=628.40$ cm ³	$W_{plz}=125.22$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 6.65$ kN	$M_{y,Ed} = 57.10$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.88$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.77$ kN
$N_{c,Rd} = 1479.83$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 172.81$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 34.44$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 574.11$ kN
$N_{b,Rd} = 1224.44$ kN	$M_{y,c,Rd} = 172.81$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 34.44$ kN*m	$V_{z,Ed} = -4.03$ kN
	$MN_{y,Rd} = 172.81$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 34.44$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 407.74$ kN
	$M_{b,Rd} = 159.72$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
			CLASE DE LA SECCION
			= 1

**PARAMETROS DE ALABEO:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 691.24$ kN*m	Curva,LT - a	$X_{LT} = 0.92$
$L_{cr,upp}=1.80$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.50$	$\phi_{i,LT} = 0.66$	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

$L_y = 6.50$ m	$\lambda_{m_y} = 0.60$
$L_{cr,y} = 6.50$ m	$X_y = 0.89$
$\lambda_{my} = 52.16$	$k_{yy} = 1.00$



respecto al eje z:

$L_z = 6.50$ m	$\lambda_{m_z} = 0.62$
$L_{cr,z} = 1.80$ m	$X_z = 0.83$
$\lambda_{mz} = 53.74$	$k_{yz} = 0.77$

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$\Lambda_{y} = 52.16 < \Lambda_{\max} = 210.00$
ESTABLE

$\Lambda_{z} = 53.74 < \Lambda_{\max} = 210.00$

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.36 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.22 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Perfil correcto !!!

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 327 VIENTO 1º COMBINACION (0º)

$u_z = 1.5 \text{ cm} < u_{z \max} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,y} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: $1 \cdot 327 + 0.5 \cdot 47 + 0.7 \cdot 51$

$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,z} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: $1 \cdot 329 + 0.7 \cdot 51$



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.7. IPE 330

Barras estudiadas: 534 para ELU y 431 para ELS, viga polipasto.

BARRA: 534 Viga_1_1_PLat_(L/300)_534

PUNTOS: 1

COORDENADA: $x = 0.74 L = 5.20 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 747

ACC:SEI/100 = $1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 325 \cdot 0.30 + 42 \cdot 0.30 + 51 \dots$

$(1 + 324 + 326) \cdot 1.00 + (325 + 42 + 51) \cdot 0.30 + (332 + 317 + 330 + 315) \cdot 1.00$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330**

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 3.75 kN	My,Ed = 20.91 kN*m	Mz,Ed = -0.01 kN*m	Vy,Ed = -0.87 kN
Nc,Rd = 1721.67 kN	My,pl,Rd = 221.21 kN*m	Mz,pl,Rd = 42.26 kN*m	Vy,T,Rd = 490.88 kN
Nb,Rd = 1664.80 kN	My,c,Rd = 221.21 kN*m	Mz,c,Rd = 42.26 kN*m	Vz,Ed = -22.18 kN
	MN,y,Rd = 221.21 kN*m	MN,z,Rd = 42.26 kN*m	Vz,T,Rd = 408.24 kN
	Mb,Rd = 221.21 kN*m		Tt,Ed = -2.06 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 0.00	Mcr = 1177977.84 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=0.05 m	Lam_LT = 0.01	fi,LT = 0.47	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 7.00 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 2.70 m	Xy = 0.99
Lamy = 19.69	kyy = 1.00



respecto al eje z:

Lz = 7.00 m	Lam_z = 0.29
Lcr,z = 0.90 m	Xz = 0.97
Lamz = 25.37	kyz = 0.69

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 19.69 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 25.37 < \lambda_{max} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

BARRA: 431 Viga_1_1L/300_431

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 327 VIENTO 1º COMBINACION (0º)

$$u_z = 1.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 42 Atlasco en boquilla de descarga 0003-CB-0003

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 1*327 + 0.5*47

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/300.00 = 2.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 1*329



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.8. Viga polipasto

BARRA: 303 viga_polipasto_303 **PUNTOS:** 2
7.00 m

COORDENADA: x = 0.73 L =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 340 ELU/8=1*1.35 + 324*1.35 + 326*1.35 + 51*1.50 + 47*0.75
(1+324+326)*1.35+51*1.50+47*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330**

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = -8.69 kN	My,Ed = -97.69 kN*m	Mz,Ed = 0.20 kN*m	Vy,Ed = -0.10 kN
Nt,Rd = 1721.67 kN	My,pl,Rd = 221.21 kN*m	Mz,pl,Rd = 42.26 kN*m	Vy,T,Rd = 671.18 kN
	My,c,Rd = 221.21 kN*m	Mz,c,Rd = 42.26 kN*m	Vz,Ed = -30.12 kN
	MN,y,Rd = 221.21 kN*m	MN,z,Rd = 42.26 kN*m	Vz,T,Rd = 489.09 kN
	Mb,Rd = 153.18 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:**

z = 0.00	Mcr = 305.38 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.69
Lcr,low=3.50 m	Lam_LT = 0.85	fi,LT = 0.97	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Perfil correcto !!!

DESPLAZAMIENTOS LIMITES**Flechas**

$$u_y = 0.4 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 600 ELS:CHR/58=1*1.00 + 324*1.00 + 326*1.00 + 51*0.70 + 328*1.00 (1+324+326+328)*1.00+51*0.70

$$u_z = 1.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 556 ELS:CHR/14=1*1.00 + 324*1.00 + 326*1.00 + 51*1.00 + 329*0.60 (1+324+326+51)*1.00+329*0.60

$$u_{\text{inst},y} = 0.4 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/300.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 0.6*328 + 1*51

$$u_{\text{inst},z} = 1.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/300.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 1*327

**Desplazamientos**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/600.00 = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 601
ELS:CHR/59=1*1.00+324*1.00+326*1.00+51*0.70+328*1.00+47*0.50
(1+324+326+328)*1.00+51*0.70+47*0.50

$$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/600.00 = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 584 ELS:CHR/42=1*1.00 + 324*1.00 + 326*1.00 + 52*0.70 + 327*1.00 (1+324+326+327)*1.00+52*0.70

Perfil correcto !!!

A.3.9. HEA 120

Barras estudiadas: 182 para ELU y barra 388 para ELS

BARRA: 182 Viga_0.5_0.5_L/300_182

PUNTOS: 1

COORDENADA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 658
ACC:SEI/11=1*1.00+324*1.00+326*1.00+325*0.30+42*0.30+332...
(1+324+326+332+317+331+316)*1.00+(325+42)*0.30

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 120**

h=11.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=21.64 cm ²	Az=8.46 cm ²	Ax=25.34 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=606.15 cm ⁴	Iz=230.90 cm ⁴	Ix=5.63 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=119.50 cm ³	Wplz=58.85 cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 12.56 kN	My,Ed = -17.28 kN*m	Mz,Ed = 0.78 kN*m	Vy,Ed = 1.59 kN
Nc,Rd = 696.74 kN	My,pl,Rd = 32.86 kN*m	Mz,pl,Rd = 16.18 kN*m	Vy,T,Rd = 343.01 kN
Nb,Rd = 690.30 kN	My,c,Rd = 32.86 kN*m	Mz,c,Rd = 16.18 kN*m	Vz,Ed = 36.25 kN
	MN,y,Rd = 32.86 kN*m	MN,z,Rd = 16.18 kN*m	Vz,T,Rd = 134.13 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m

CLASE DE LA SECCION

= 1

**PARAMETROS DE ALABEO:****PARAMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:



respecto al eje z:

Ly = 0.96 m	Lam_y = 0.23	Lz = 0.96 m	Lam_z = 0.18
Lcr,y = 0.96 m	Xy = 0.99	Lcr,z = 0.48 m	Xz = 1.00
Lamy = 19.63	kyy = 1.00	Lamz = 15.90	kyz = 0.68

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{b,y} = 19.63 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 15.90 < \lambda_{b,max} = 210.00$$

ESTABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!

BARRA: 388 Viga_0.5_0.5_L/300_388

PUNTOS:

COORDENADA:

DESPLAZAMIENTOS LIMITES



Flechas

$$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/300.00 = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

$$u_z = 0.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 0.9 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.3.10. HEA 140

Barras estudiadas: 96 para ELU y barra 686 para ELS

BARRA: 96 Viga_1_1L/300_96 **PUNTOS:** 1
0.00 m

COORDENADA: x = 0.00 L =

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 458

$$ELU/126 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50 + 49 \cdot 0.75$$

$$(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50 + 49 \cdot 0.75$$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=14.0 cm

Ay=26.36 cm²

Az=10.12 cm²

Ax=31.42 cm²

tw=0.5 cm

Iy=1033.13 cm⁴

Iz=389.32 cm⁴

Ix=7.97 cm⁴

tf=0.9 cm

Wply=173.51 cm³Wplz=84.85 cm³**FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:**

N,Ed = 230.45 kN

Nc,Rd = 863.94 kN

Nb,Rd = 287.05 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:****PARAMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

Ly = 4.42 m

Lam_y = 0.89

Lcr,y = 4.42 m

Xy = 0.67

Lamy = 77.13



respecto al eje z:

Lz = 4.42 m

Lam_z = 1.45

Lcr,z = 4.42 m

Xz = 0.33

Lamz = 125.64

FORMULAS DE VERIFICACION:*Control de la resistencia de la sección:*

N,Ed/Nc,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 77.13 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 125.64 < Lambda,max = 210.00

ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.80 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!**BARRA:** 686 Pilar_0.5_0.5_--- Pil escaleras_686**PUNTOS:****DESPLAZAMIENTOS LIMITES****Flechas** No analizado**Desplazamientos**

vx = 0.3 cm < vx max = L/200.00 = 1.5 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 325 CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

vy = 1.1 cm < vy max = L/200.00 = 1.5 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: $591 \text{ ELS:CHR}/49=1*1.00 + 324*1.00 + 326*1.00 + 327*1.00 + 49*0.50$
 $(1+324+326+327)*1.00+49*0.50$

Perfil correcto !!!

A.3.11. HEA 160

Barras estudiadas: 798 para ELU yELS

BARRA: 798 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_798 **PUNTOS:** 1
COORDENADA: $x = 0.50 \text{ L} = 3.45 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 448
 $\text{ELU}/116=1*1.35+324*1.35+326*1.35+51*1.05+328*1.50+47*0.75$
 $(1+324+326)*1.35+51*1.05+328*1.50+47*0.75$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 160

$h=15.2 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=32.53 \text{ cm}^2$	$A_z=13.21 \text{ cm}^2$	$A_x=38.77 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=1672.98 \text{ cm}^4$	$I_z=615.57 \text{ cm}^4$	$I_x=10.90 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=245.17 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=117.63 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{,Ed} = 52.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -22.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.54 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1066.21 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 67.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 32.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 512.43 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 504.06 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 67.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 32.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.14 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 67.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 32.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 208.66 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 59.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA SECCION = 1



PARAMETROS DE ALABEO:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 171.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curva,LT - a	$X_{LT} = 0.88$
$L_{cr,low}=2.41 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.63$	$f_{i,LT} = 0.74$	

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

$$L_y = 6.90 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 1.21$$

$$L_z = 6.90 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.70$$

$$L_{cr,y} = 6.90 \text{ m}$$

$$\chi_y = 0.47$$

$$L_{cr,z} = 2.41 \text{ m}$$

$$\chi_z = 0.73$$

$$\lambda_{m,y} = 105.04$$

$$\eta_y = 1.06$$

$$\lambda_{m,z} = 60.61$$

$$\eta_z = 0.81$$

FORMULAS DE VERIFICACION:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\phi_y/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\phi_z/(\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{m,y} = 105.04 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

$$\lambda_{m,z} = 60.61 < \lambda_{m,max} = 210.00$$

ESTABLE

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + \eta_y \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + \eta_z \cdot M_{z,Ed}/(M_z, Rk/gM_1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + \eta_z \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + \eta_y \cdot M_{z,Ed}/(M_z, Rk/gM_1) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Perfil correcto !!!**BARRA:** 798 Viga_0.5_0.5_PLat_(L/300)_798**PUNTOS:****DESPLAZAMIENTOS LIMITES****Flechas**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/300.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 549 \text{ ELS:CHR/7} = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 51 \cdot 1.00 + 47 \cdot 0.50 \quad (1+324+326+51) \cdot 1.00 + 47 \cdot 0.50$$

$$u_z = 2.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/300.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 328 \text{ VIENTO } 2^\circ \text{ COMBINACION } (0^\circ)$$

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/300.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 0.6 \cdot 329 + 0.5 \cdot 47 + 1 \cdot 51$$

$$u_{\text{inst},z} = 2.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/300.00 = 2.3 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: $1 \cdot 328 + 0.5 \cdot 47 + 0.7 \cdot 52$



Desplazamientos No analizado

Perfil correcto !!!

A.4. CORREAS

A continuación pasamos a realizar el dimensionamiento de las correas, para ello las dividiremos en correas laterales y correas de cubierta. Empezamos por las correas de cubierta ya que estas son las que mas solicitaciones tendrán puesto que tienen la acción de la nieve, cosa que las correas laterales no, por tanto se dimensionara primeramente las de cubierta y luego se verificará que el perfil utilizado en cubierta es valido para las correas laterales, de esta manera se unifican todos los perfiles aunque el ratio de trabajo del perfil sea menor.

A.4.1. Correas de cubierta

A continuación nos disponemos a calcular las correas laterales, para ello tendremos en cuenta que el vano más largo de la torre es de 7 metros, la disposición constructiva que se va a adoptar es que cada correa apoye sobre un vano intermedio.

- **Cargas:**

Las cargas están recogidas en el punto 3.2 del presente proyecto

Las cargas que se aplican en estas correas son:

- Cerramiento: $0,08 \text{ kN/m}^2$
- P.P del perfil: $0,06 \text{ kN/m}^2$
- S. Uso: $0,3 \text{ kN/m}^2$
- Elementos de fijación: $0,02 \text{ kN/m}^2$
- Viento: $1,5 \text{ kN/m}^2$ máxima carga de viento en toda la estructura.
- Nieve: $0,37 \text{ kN/m}^2$

- **Características del perfil:**

Datos del perfil:	C 140 X 3,0	
W_{debil}	7750	mm^2
W_{fuerte}	32100	mm^3
A	780	mm^2
E	210000	N/ mm^2
I_{fuerte}	2250000	mm^4
I_{debil}	263000	mm^4
A_v	420	mm^2

- **Disposición constructiva:**

Para disponer las correas de cubierta se ha seguido el criterio expuesto en la figura 6.4 donde se pueden ver las 5 correas extendidas el vano de 7 metros de longitud:

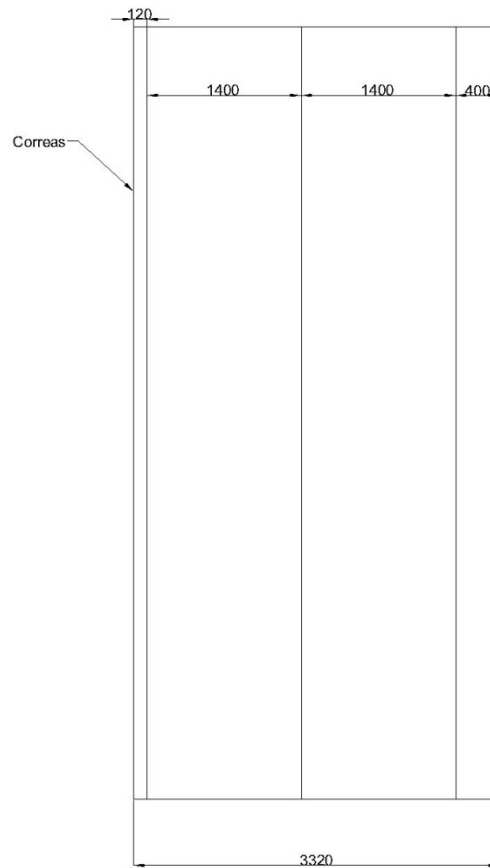


Figura 6.4. Disposición constructiva de las correas de cubierta

Quedando por tanto 5 correas en cada vano de la cubierta a dos aguas.

- **Esfuerzos y dimensionamiento**

A continuación nos disponemos a adoptar un perfil y comprobar que cumple para las solicitaciones anteriores. El Angulo de la cubierta es de $12,15^\circ$.

En primer lugar escogemos el perfil CF-140x3.

A continuación realizando las combinaciones de hipótesis pertinentes obtenemos para estados límite últimos y de servicio.

Eje Débil		Eje Fuerte
ELS		ELS
Acción principal viento		Acción principal viento
0,12 Kn/m		2,66 Kn/m
Acción principal nieve		Acción principal nieve
0,15 Kn/m		1,97 Kn/m
Acción principal S. Uso		Acción principal S. Uso
0,21 Kn/m		2,23 Kn/m

Eje Débil		Eje Fuerte
ELU		ELU
Acción principal viento		Acción principal viento
0,13 Kn/m		3,78 Kn/m
Acción principal nieve		Acción principal nieve
0,22 Kn/m		2,30 Kn/m
Acción principal S.Uso		Acción principal S. Uso
0,27 Kn/m		2,50 Kn/m

Seleccionamos las hipótesis más desfavorables:

ELU:

Eje fuerte: 3,78 kN/m

Eje débil: 0,27 kN/m

ELS:

Eje fuerte: 2,66 kN/m

Eje débil: 0,21 kN/m

- **Comprobación ELU**

Flectores:

$$\text{Eje débil: } M_{max} = \frac{9 \times 0,27 \times 3,5^2}{128} = 0,23 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje fuerte: } M_{max} = \frac{9 \times 3,78 \times 3,5^2}{128} = 3,25 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje débil: } M_B = \frac{0,27 \times 3,5^2}{8} = 0,41 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje fuerte: } M_B = \frac{3,78 \times 3,5^2}{8} = 5,78 \text{ kNm}$$

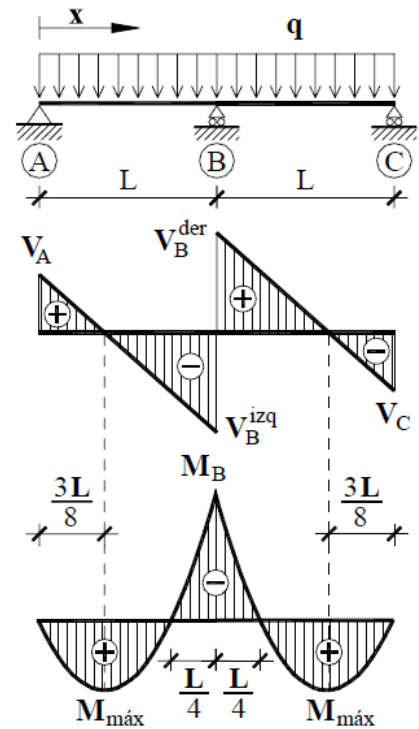
Cortantes:

$$\text{Eje débil: } V_{A=C} = \frac{3 \times 0,27 \times 3,5}{8} = 0,35 \text{ kN}$$

$$\text{Eje fuerte: } V_{A=C} = \frac{3 \times 3,78 \times 3,5}{8} = 4,96 \text{ kN}$$

$$\text{Eje débil: } V_B = \frac{5 \times 0,27 \times 3,5}{8} = 0,56 \text{ kN}$$

$$\text{Eje fuerte: } V_B = \frac{5 \times 3,78 \times 3,5}{8} = 7,93 \text{ kN}$$



- **Comprobación de resistencia a la flexión:**

$$M_{ed} < M_{el,Rd,y} \quad (1.6)$$

$$M_{ed} < w_y \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.6)$$

A continuación nos disponemos a adoptar un perfil y comprobar que cumple para las sollicitaciones anteriores. El Angulo de la cubierta es de 12,15°.

Eje débil:

$$M_{ed} = 0,41 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Según la ecuación 2.6 sustituyendo los valores de cálculo para el eje débil obtenemos:

$$M_{ed} < 7750 \times \frac{235}{1} = 1,82 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando que se cumple la desigualdad 1.6:

$$0,41 \times 10^6 < 1,82 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Eje fuerte:

$$M_{ed} = 5,78 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Según la ecuación 2.6 sustituyendo los valores de cálculo para el eje fuerte obtenemos:

$$M_{ed} < 32100 \times \frac{235}{1} = 7,54 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando que se cumple la desigualdad 1.6:

$$5.78 \times 10^6 < 7,54 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto cumple a flexión

- **Comprobación de resistencia al cortante:**

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \quad (3.6)$$

$$V_{pl,Rd} < A_V * \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (4.6)$$

Con el cortante de calculo tenemos $V_{ed}=7,93 \text{ kN}$

Según la ecuación 4.6 sustituyendo los valores de cálculo obtenemos que se cumple la desigualdad 3.6:

$$V_{pl,Rd} < 420 * \frac{235}{\sqrt{3}} = 56,98 \text{ kN}$$

$$7,93 \text{ kN} < 56,98 \text{ kN}$$

Por tanto cumple a cortante.

- **Comprobación ELS:**

Para la comprobación de las correas se determinara una flecha máxima L/250 de acuerdo a la normativa vigente EN 1993 1-3 por tanto para una longitud de 3,5 m la flecha estimada será:

$$f_{max} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm}$$

El cálculo de la flecha según la formula 5.6 para vigas de dos vanos es:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I} \quad (5.6)$$

Sustituyendo los valores para el eje fuerte: 2,66 kN/m

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q x L^4}{E x I} = \frac{5}{384} \times \frac{2,66 \times 3500^4}{210000 \times 2250000} = 11 \text{ mm}$$

Eje débil: 0.21 kN/m

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q x L^4}{E x I} = \frac{5}{384} \times \frac{0,21 \times 3500^4}{210000 \times 236000} = 7,37 \text{ mm}$$

Resultante:

$$f = \sqrt{(11^2 + 7,37^2)} = 13,24 \text{ mm}$$

Por tanto cumple estados límite de servicio.

A.4.2. Correas laterales

A continuación nos disponemos a calcular las correas laterales, para ello tendremos en cuenta que el vano más largo de la torre es de 7 metros, la disposición constructiva que se va a adoptar es que cada correa apoye sobre un vano intermedio.

- **Cargas:**

Las cargas que se aplican en estas correas son:

- Cerramiento: 0,08 kN/m²
- P.P del perfil: 0,06 kN/m²
- S. Uso: 0 kN/m²
- Elementos de fijación: 0,02 kN/m²
- Viento: 1,5 kN/m² máxima carga de viento en toda la estructura.

- **Disposición constructiva:**

Para disponer las correas laterales se ha seguido una distribución uniforme de 9 correas con una separación entre ambas de 1,41 metros. De esta manera queda cubierta toda el área de cerramiento lateral. Cabe destacar que las correas en una cara tendrán 7 m y en la otra 6,5 m, pero estas van a estar apoyadas en su mitad para así dividir los vanos en dos mitades.

- **Esfuerzos y dimensionamiento**

A continuación realizando las combinaciones de hipótesis pertinentes obtenemos para estados límite últimos y de servicio.

Debil ELU Accion principal viento 0,27 Kn/m Accion principal S.Uso 0,27 Kn/m		Fuerte ELU Accion principal viento 3,17 Kn/m Accion principal S.Uso 2,12 Kn/m
Debil ELS Accion principal viento 0,20 Kn/m Accion principal S.Uso 0,20 Kn/m		Fuerte ELS Accion principal viento 2,12 Kn/m Accion principal S.Uso 2,12 Kn/m

Seleccionamos las hipótesis más desfavorables:

ELU:

Eje fuerte: 3,17 kN/m

Eje débil: 0,27 kN/m

ELS:

Eje fuerte: 2,12 kN/m

Eje débil: 0,20 kN/m

• **Comprobación ELU:**

Flectores:

$$\text{Eje débil: } M_{max} = \frac{9 \times 0,27 \times 3,5^2}{128} = 0,23 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje fuerte: } M_{max} = \frac{9 \times 3,17 \times 3,5^2}{128} = 2,73 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje débil: } M_B = \frac{0,27 \times 3,5^2}{8} = 0,42 \text{ kNm}$$

$$\text{Eje fuerte: } M_B = \frac{3,17 \times 3,5^2}{8} = 4,86 \text{ kNm}$$

Cortantes:

$$\text{Eje débil: } V_{A=C} = \frac{3 \times 0,27 \times 3,5}{8} = 0,36 \text{ kN}$$

$$\text{Eje fuerte: } V_{A=C} = \frac{3 \times 3,17 \times 3,5}{8} = 4,16 \text{ kN}$$

$$\text{Eje débil: } V_B = \frac{5 \times 0,27 \times 3,5}{8} = 0,59 \text{ kN}$$

$$\text{Eje fuerte: } V_B = \frac{5 \times 3,17 \times 3,5}{8} = 6,94 \text{ kN}$$

• **Comprobación de resistencia a la flexión:**

Eje débil:

$$M_{ed} = 0,42 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Según la ecuación 2.6 sustituyendo los valores de calculo para el eje debil obtenemos:

$$M_{ed} < 7750 \times \frac{235}{1} = 1,82 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando que se cumple la desigualdad 1.6:

$$0,42 \times 10^6 < 1,82 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Eje fuerte:

$$M_{ed} = 4,86 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Según la ecuación 2.6 sustituyendo los valores de calculo para el eje fuerte obtenemos:

$$M_{ed} < 32100 \times \frac{235}{1} = 7,54 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Comprobando que se cumple la desigualdad 1.6:

$$5,78 \times 10^6 < 7,54 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto cumple a flexión

- **Comprobación de resistencia al cortante:**

Con el cortante de cálculo tenemos $V_{ed}=7,93 \text{ kN}$

Según la ecuación 4.6 substituyendo los valores de calculo obtenemos que se cumple la desigualdad 3.6:

$$V_{pl,Rd} < 420 * \frac{235}{\sqrt{3}} = 56,98 \text{ kN}$$

$$7.93 \text{ kN} < 56,98 \text{ kN}$$

Por tanto cumple a cortante.

- **Comprobación ELS:**

Para la comprobación de las correas se determinara una flecha máxima $L/250$ de acuerdo a la normativa vigente EN 1993 1-3 por tanto para una longitud de 3,5 m la flecha estimada será:

$$f_{max} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm}$$

El cálculo de la flecha según la fórmula 5.6 para vigas de dos vanos es:

Substituyendo los valores para el eje fuerte: 2,66 kN/m

$$f = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{2,66 * 3500^4}{210000 * 2250000} = 8,75 \text{ mm}$$

Eje débil: 0.21 kN/m

$$f = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{0,21 * 3500^4}{210000 * 236000} = 7,11 \text{ mm}$$

Resultante:

$$f = \sqrt{(8,75^2 + 7,11^2)} = 11,27 \text{ mm}$$

Por tanto cumple estados límite de servicio.

A.5. UNIONES PRINCIPALES

En este punto se incluyen los listados principales de la estructura expuestas en el punto 6.5.2 del presente proyecto, a continuación se incluyen los listados sacados del programa.

Comprobación de uniones



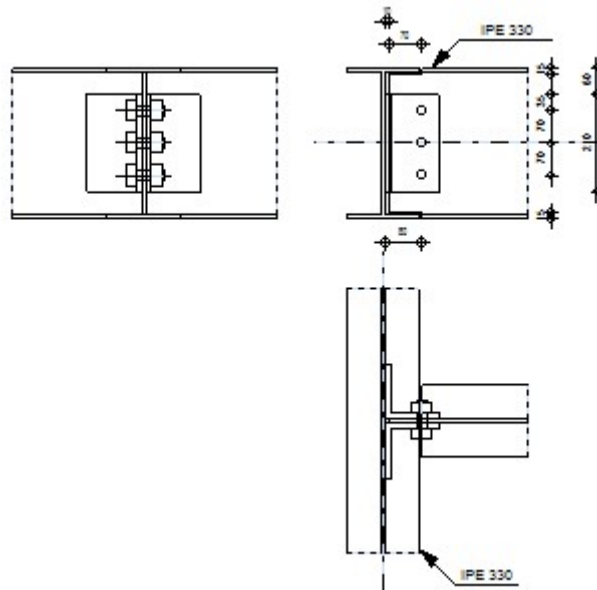
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Cálculos de la unión viga - viga (alma)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Relación
0,27



GENERAL

Unión N.º: 14

Nombre de la unión: IPE300-IPE300

Nudo de la estructura: 397

Barras de la estructura: 534, 421

GEOMETRÍA

VIGA PRINCIPAL

Perfil: IPE 330

Barra N.º: 534

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_g =$ 330 [mm] Altura de la sección de la viga principal

$b_{fg} = 160$ [mm] Anchura del ala de la sección de la viga principal

$$t_{wg} = 8 \text{ [mm]} \text{ Espesor del alma de la sección de la viga principal}$$

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$t_{fg} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga principal

$r_g = 18$ [mm] Radio del arredondeado del alma de la sección de la viga principal

$A_p = 62,61$ [cm²] Área de sección de la viga principal

$I_{yp} = 11766,90$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga principal

Material: S 275

$f_{yg} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo

$f_{ug} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

VIGA

Perfil: IPE 330

Barra N.º: 421

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_b = 330$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_b = 160$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wb} = 8$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fb} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_b = 18$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$A_b = 62,61$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{yb} = 11766,90$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo

$f_{ub} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

ENTALLE EN LA VIGA

$h_1 = 15$ [mm] Entalle superior

$h_2 = 15$ [mm] Entalle inferior

$l = 70$ [mm] Longitud del entalle

ANGULAR

Perfil: CAE 120x12

$h_k = 120$ [mm] Altura de la sección del angular
 $b_k = 120$ [mm] Anchura de la sección del angular
 $t_{fk} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección del angular
 $r_k = 13$ [mm] Radio de arredondeado del alma de la sección angular
 $l_k = 210$ [mm] Longitud del angular
 Material: S 275
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uk} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

TORNILLOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

Clase = 10.9 Clase del tornillo
 $d = 22$ [mm] Diámetro del tornillo
 $d_0 = 24$ [mm] Diámetro del furo para el tornillo
 $A_s = 3,03$ [cm²] Area de la sección eficaz del tornillo
 $A_v = 3,80$ [cm²] Area de la sección del tornillo
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia a la tracción
 $k = 1$ Número de columnas de tornillos
 $w = 3$ Número de líneas de tornillos
 $e_1 = 35$ [mm] Nivel del primer tornillo
 $p_1 = 70$ [mm] Distancia vertical

SOLDADURAS

$a_{ga} = 6$ [mm] Soldaduras de ángulo niendo el angular con la viga principal

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Cas 658: ACC:SEI/11=1*1.00+324*1.00+326*1.00+325*0.30+42*0.30+332...
 o: (1+324+326+332+317+331+316)*1.00+(325+42)*0.30

$N_{b,Ed} = -3,79$ [kN] Esfuerzo axial
 $V_{b,Ed} = -58,11$ [kN] Esfuerzo cortante
 $M_{b,Ed} = -0,04$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

RESISTENCIA DE TORNILLOS

$F_{v,Rd} = 364,93$ [kN] Resistencia al cizallamiento del cilindro del tornillo
 $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_{1x} = 2,38$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$
 $2,38 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,97$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$
 $0,97 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1x} = 125,40$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$
 $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,72$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$
 $0,72 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1z} = 97,72$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia el angular

Dirección x

$k_{1x} = 2,38$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$
 $2,38 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$
 $0,56 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2x} = 229,31$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} =$	2,50	Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	verificado
$\alpha_{bz} =$	0,49	Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,49	$> 0,00$	verificado
$F_{b,Rd2z} =$	210,47	[kN] Resistencia de un tornillo a la presión	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR - VIGA

Corte de los tornillos

$e =$ 84 [mm] Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma de la viga principal

$M_0 =$ - [kN*] Momento flector real $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} =$ 1,26 [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$

$F_{Vz} =$ 19,3 [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del cortante $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$

$F_{Mx} =$ - [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección x $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} =$ 0,00 [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z $F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} =$ - [kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} =$ 19,3 [kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} =$ 125,40 [kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} =$ 97,72 [kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -33,76 < 125,40$	verificado	(0,27)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 19,37 < 97,72$	verificado	(0,20)

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE

ANGULAR

$A_{nt} =$ 8,16 [cm²] Área de la zona traccionada neta de la sección

$$A_{nt} = 8,16 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 13,80 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 352,9 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-29,06| < 352,93 \quad \text{verificado} \quad (0,08)$$

VIGA

$$A_{nt} = 4,35 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 12,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 261,8 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-58,11| < 261,87 \quad \text{verificado} \quad (0,22)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

SOLDADURAS DE ÁNGULO NIENDO EL ANGULAR CON LA VIGA PRINCIPAL

$$A_s = 27,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de las soldaduras}$$

$$I_0 = 2582,9 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Momento de inercia polar de las soldaduras}$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza longitudinal}$$

$$\tau_{Fx} = N_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Fz} = -10,76 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza transversal}$$

$$\tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Mx} = 10,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión componente debida al impacto del momento respecto a la dirección x}$$

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 11,74 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto del momento respecto a la dirección z}$$

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión debida a la fuerza axil}$$

$$\sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$$

$$\sigma_M = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión de flexión}$$

$$\sigma_N = 0.5 \cdot M_{b,Ed} / W_s$$

$$\sigma = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coeficiente de correlación}$$

$$[\text{Tabla 4.1}]$$

$A_s = 27,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de las soldaduras


$f_{vw,d} = 222,79 \text{ [MPa]}$

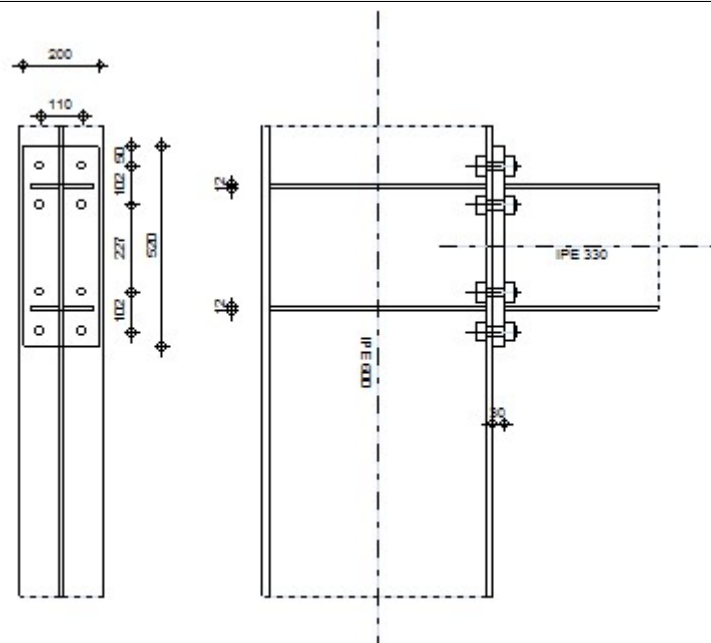
$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$

$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d} \quad 14,69 < 222,79 \quad \text{verificado} \quad (0,05)$

Unión conforme con la Norma	Relación	0,27
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012</p> <p>Cálculo del empotramiento Viga - Columna</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Relación 0,13</p>
------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------



GENERAL

Unión N.º: 9

Nombre de la unión: IPE330-IPE600-R

Nudo de la estructura: 24

Unión N.º: 9

Barras de la estructura: 143, 44

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 143

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar $b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar $t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar $t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar $r_c = 24$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar $A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar $I_{xc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 330

Barra N.º: 44

 $\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_b = 330$ [mm] Altura de la sección de la viga $b_f = 160$ [mm] Anchura de la sección de la viga $t_{wb} = 8$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga $t_{fb} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga $r_b = 18$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga $r_b = 18$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga $A_b = 62,61$ [cm²] Área de la sección de la viga $I_{xb} = 11766,90$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 24$ [mm] Diámetro del tornillo

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$F_{tRd} = 254,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

$n_h = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_v = 4$ Número de líneas de tornillos

$h_1 = 50$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 110$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 102; 227; 102$ [mm]

CHAPA

$h_p = 520$ [mm] Altura de la losa

$b_p = 200$ [mm] Anchura de la losa

$t_p = 30$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$f_{yp} = 275,00$ [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$h_{su} = 562$ [mm] Altura del rigidizador

$b_{su} = 104$ [mm] Anchura del rigidizador

$t_{hu} = 12$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

Inferior

$h_{sd} = 562$ [mm] Altura del rigidizador

$b_{sd} = 104$ [mm] Anchura del rigidizador

$t_{hd} = 12$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 6$ [mm] Soldadura del alma

$a_f = 11$ [mm] Soldadura del ala

$a_s = 6$ [mm] Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Estado límite último

Cas 448: $ELU/116 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$
 o: $(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$

$M_{b1,Ed} = 30,06$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed} = -38,30$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha

$N_{b1,Ed} = 29,90$ [kN] Esfuerzo axial en la viga derecha

$M_{c1,Ed} = 16,86$ [kN*m] Momento flector en el pilar inferior

$V_{c1,Ed} = -6,95$ [kN] Esfuerzo cortante en el pilar inferior

$N_{c1,Ed} = -82,38$ [kN] Esfuerzo axial en el pilar inferior

$M_{c2,Ed} = 47,00$ [kN*m] Momento flector en el pilar superior

$V_{c2,Ed} = -22,67$ [kN] Esfuerzo cortante en el pilar superior

$N_{c2,Ed} = -46,20$ [kN] Esfuerzo axial en el pilar superior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$A_b = 62,61$ [cm²] Área de sección

EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 1721,67$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección a la tracción EN1993-1-1:[6.2.3]

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} = 30,81$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 489,15$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección al cortante EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **verificado** (0,08)

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{plb} = 804,40$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 221,21$ [kN*m] Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$W_{pl} = 804,40$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 221,21$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{cb,Rd} = 221,21$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 319$ [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 694,54$ [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$M_{b1,Ed} = 30,06$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Momento flector en la viga izquierda [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -6,95$ [kN] Cortante en el pilar inferior [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -22,67$ [kN] Cortante en el pilar superior [5.3.(3)]

$z = 318$ [mm] Brazo de palanca [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 86,60$ [kN] Esfuerzo cortante en el panel del alma [5.3.(3)]

$A_{vs} = 83,78$ [cm²] Área del alma del pilar en cortante EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vs} =$	83,78 [cm ²]	Área del alma del pilar en cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	83,78 [cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	318 [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	5,46 [kN*m]	Resistencia plástica del ala del pilar en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	2,18 [kN*m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	2,18 [kN*m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	1245,26 [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0,07 < 1,00 verificado (0,07)			

ALMA EN FLEXIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

Presión:

$t_{wc} =$	12 [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	318 [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	83,78 [cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89	Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	16,08 [MPa]	Tensión de compresión máxima en el alma	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	24,96 [cm ²]	Área del rigidizador del alma	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1616,82 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$d_{wc} =$	514 [mm]	Altura del alma comprimida	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,14	Esbeltez del elemento de tipo losa	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,73	Coeficiente de reducción en pandeo	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	7,87	Esbeltez del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coeficiente de pandeo del rigidizador	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 1361,43$ [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2.(1)]

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 1361,43$ [kN] Resistencia del alma del pilar [6.2.6.2.(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	30	–	55	–	101	187	209	187	209	195	165	165	165
2	30	–	55	–	227	187	208	187	208	321	227	227	227
3	30	–	55	–	227	187	235	187	235	321	255	255	255
4	30	–	55	–	123	187	197	187	197	217	164	164	164

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	44	33	45	50	101	192	100	100	100	–	–	–	–
2	44	–	45	–	227	279	274	274	274	367	271	271	271
3	44	–	45	–	227	279	234	234	234	367	231	231	231
4	44	44	45	39	123	227	100	100	100	–	–	–	–

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

m – Distancia entre le tornillo y el alma

$l_{eff,2,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = 254,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 422,89$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1721,67$ [kN] Resistencia de la unión en tracción [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **verificado** (0,02)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{t,Rd} = 254,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 422,89$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción

$F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	436,81	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 436,81$	436,81	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 590,88$	590,88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 451,35$	451,35	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 845,79$	845,79	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 1245,26$	1245,26	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 1361,43$	1361,43	Alma del pilar - compresión

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{c,fb,Rd} = 694,54$	694 , 54	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	257 , 73	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 436,23$	436 , 23	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 590,88$	590 , 88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 508,32$	508 , 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 565,53$	565 , 53	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 845,79$	845 , 79	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1245,26 - 436,81$	808 , 46	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1361,43 - 436,81$	924 , 62	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 694,54 - 436,81$	257 , 73	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0 , 00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 456,58$	456 , 58	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 590,88$	590 , 88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 508,32$	508 , 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 482,83$	482 , 83	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 845,79$	845 , 79	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1245,26 - 694,54$	550 , 73	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1361,43 - 694,54$	666 , 89	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 694,54 - 694,54$	0 , 00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 921,72 - 257,73$	663 , 99	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1250,07 - 257,73$	992 , 35	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1016,64 - 257,73$	758 , 91	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1033,72 - 257,73$	775 , 99	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	369	436,81	436,81	590,88	451,35	–	508,32	845,79
2	267	257,73	436,23	590,88	508,32	565,53	508,32	845,79
3	40	–	456,58	590,88	508,32	482,83	508,32	845,79
4	–62	–	428,06	590,88	390,04	–	508,32	845,79

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 230,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,13)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coeficiente de reducción para las uniones largas} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 213,93 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 373,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 373,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508,32	7,48	436,81	57,05	64,52	389,08
2	508,32	7,48	257,73	33,66	41,14	403,14
3	508,32	7,48	508,32	0,00	7,48	423,38
4	508,32	7,48	508,32	0,00	7,48	423,38

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1638,96 \quad \text{[kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 97,31 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 64,79 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 32,52 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 18710,91 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 22,44 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 18,47 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensiones en la soldadura vertical} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -11,78 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión tangente} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 44,88 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,12)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad 42,19 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,11)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad 22,44 < 295,20 \quad \text{verificado} \quad (0,08)$$

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$$t_{wash} = 5 \quad \text{[mm]} \quad \text{Espesor de la arandela} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 17 \quad \text{[mm]} \quad \text{Altura de la cabeza del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{nut} = 24 \quad \text{[mm]} \quad \text{Altura de la rosca del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 80 \quad \text{[mm]} \quad \text{Longitud del tornillo} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 7 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coeficiente de rigidez de los tornillos} \quad \text{[6.3.2.(1)]}$$

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Suma	12,05	369,29
1	369	2	39	70	2	6,30	232,61
2	267	3	44	75	2	5,00	133,66
3	40	3	44	64	2	0,75	3,02

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 306 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de fuerzas equivalente} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Parámetro de la transformación} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 306 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de palanca} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 56256,99 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez inicial en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coeficiente de rigidez de la unión} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 56256,99 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez final en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$$S_{j,rig} = 30412,91 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1900,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión articulada} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RÍGIDA}$$

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

NOTAS

Distancia vertical entre los tornillos demasiado grande. 227 [mm] > 200 [mm]

Unión conforme con la Norma

Relación 0,13

Comprobación de uniones



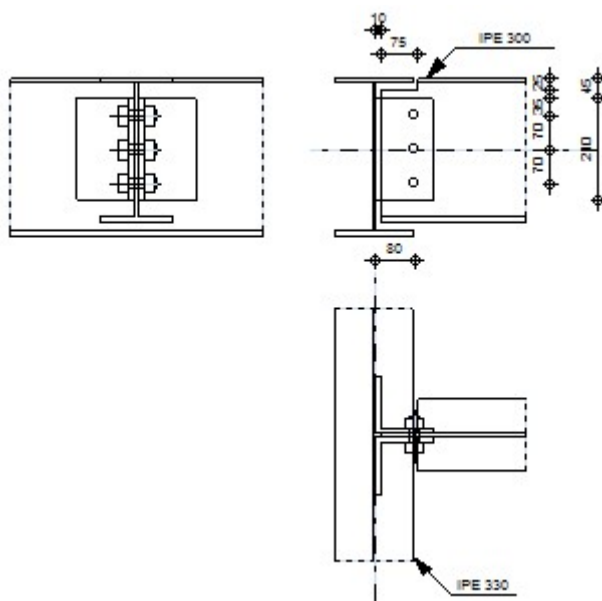
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Cálculos de la unión viga - viga (alma)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Relación
0,06



GENERAL

Unión N.º: 27

Nombre de la unión: IPE300-IPE330

Nudo de la estructura: 384

Barras de la estructura: 421, 424

GEOMETRÍA

VIGA PRINCIPAL

Perfil: IPE 330

Barra N.º: 421

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_g = 330$ [mm] Altura de la sección de la viga principal $b_{fg} = 160$ [mm] Anchura del ala de la sección de la viga principal $t_{wg} = 8$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga principal $t_{fg} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga principal $r_g = 18$ [mm] Radio del arredondeado del alma de la sección de la viga principal $A_p = 62,61$ [cm²] Área de sección de la viga principal $I_{yp} = 11766,90$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga principal

Material: S 275

 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo $f_{ug} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción**VIGA**

Perfil: IPE 300

Barra N.º: 424

 $\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_b = 300$ [mm] Altura de la sección de la viga $b_b = 150$ [mm] Anchura de la sección de la viga $t_{wb} = 7$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga $t_{fb} = 11$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga $r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga $A_b = 53,81$ [cm²] Área de la sección de la viga $I_{yb} = 8356,11$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo $f_{ub} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

ENTALLE EN LA VIGA

$h_1 = 25$ [mm] Entalle superior
 $h_2 = 0$ [mm] Entalle inferior
 $l = 75$ [mm] Longitud del entalle

ANGULAR

Perfil: CAE 120x12

$h_k = 120$ [mm] Altura de la sección del angular
 $b_k = 120$ [mm] Anchura de la sección del angular
 $t_{fk} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección del angular
 $r_k = 13$ [mm] Radio de arredondeado del alma de la sección angular
 $l_k = 210$ [mm] Longitud del angular

Material: S 275

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uk} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

TORNILLOS**TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA**

Clase = 4.8 Clase del tornillo
 $d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo
 $d_0 = 22$ [mm] Diámetro del furo para el tornillo
 $A_s = 2,45$ [cm²] Area de la sección eficaz del tornillo
 $A_v = 3,14$ [cm²] Area de la sección del tornillo
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Resistencia a la tracción
 $k = 1$ Número de columnas de tornillos
 $w = 3$ Número de líneas de tornillos
 $e_1 = 35$ [mm] Nivel del primer tornillo
 $p_1 = 70$ [mm] Distancia vertical

SOLDADURAS

$a_{ga} = 6$ [mm] Soldaduras de ángulo niendo el angular con la viga principal

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Caso: 325: CARGAS VIVAS DE FUNCIONAMIENTO

$N_{b,Ed} = -6,04$ [kN] Esfuerzo axil

$V_{b,Ed} = -15,06$ [kN] Esfuerzo cortante

$M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

RESISTENCIA DE TORNILLOS

$F_{v,Rd} = 120,64$ [kN] Resistencia al cizallamiento del cilindro del tornillo $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_{1x} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,98$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,98 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1x} = 113,60$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,81$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1z} = 94,39$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia el angular

Dirección x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2x} = 238,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la presión} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Dirección z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bz} = 0,53 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,53 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2z} = 208,73 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la presión} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR - VIGA

Corte de los tornillos

$$e = 84 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma de la viga principal}$$

$$M_0 = 1,26 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Momento flector real} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 2,01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal} \quad F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$$

$$F_{Vz} = 5,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del cortante} \quad F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$$

$$F_{Mx} = 9,01 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección x} \quad F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z} \quad F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 7,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 5,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = 113,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X} \quad F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 94,39 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-7,00| < 113,60 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -7,00 < 113,60$	verificado	(0,06)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,02 < 94,39$	verificado	(0,05)

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE

ANGULAR

$$A_{nt} = 8,28 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 14,40 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 364,4 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-7,53| < 364,42 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

VIGA

$$A_{nt} = 4,19 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 11,71 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 254,7 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-15,06| < 254,70 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

SOLDADURAS DE ÁNGULO NIENDO EL ANGULAR CON LA VIGA PRINCIPAL

$$A_s = 27,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de las soldaduras}$$

$$I_0 = 2582,9 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Momento de inercia polar de las soldaduras}$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza longitudinal} \quad \tau_{Fx} = N_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Fz} = -2,79 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza transversal} \quad \tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Mx} = 2,59 \text{ [MPa]} \text{ Tensión componente debida al impacto del momento respecto a la dirección x} \quad \tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 3,04 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto del momento respecto a la dirección z} \quad \tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión debida a la fuerza axil} \quad \sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$$

$A_s = 27,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de las soldaduras

$\sigma_M = 0,00 \text{ [MPa]}$ Tensión de flexión

$$\sigma_N = 0.5 \cdot M_{b,Ed} / W_s$$

$\sigma = 0,00 \text{ [MPa]}$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$\beta_w = 0,85$ Coeficiente de correlación

[Tabla 4.1]

$f_{vw,d} = 222,79 \text{ [MPa]}$

$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d}$$

$$3,81 < 222,79$$

verificado

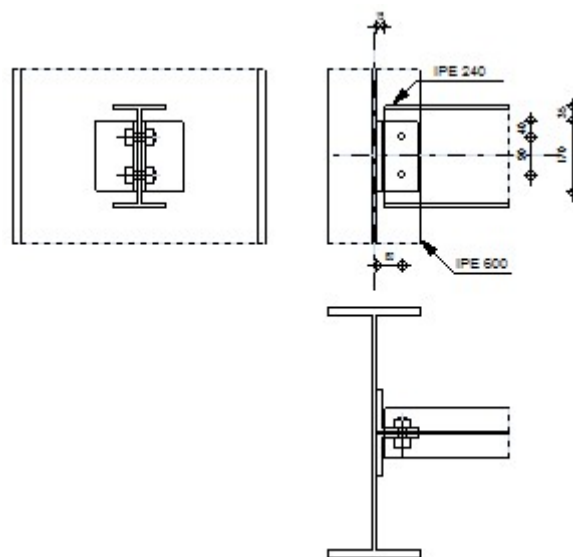
(0,01)

Unión conforme con la Norma

Relación 0,06

Comprobación de uniones

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012</p> <p>Cálculos de la sección viga - pilar (alma)</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Relación 0,26</p>
-------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------



GENERAL

Unión N.º: 5

Nombre de la unión: IPE240-IPE600-A

Nudo de la estructura: 13

Barras de la estructura: 138, 21

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 138

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$r_c = 24$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar

$A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar

$I_{yc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo

$f_{uc} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

VIGA

Perfil: IPE 240

Barra N.º: 21

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_b = 240$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_b = 120$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wb} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fb} = 10$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$A_b = 39,12$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{yb} = 3891,63$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo

$f_{ub} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

ANGULAR

Perfil: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Altura de la sección del angular

$b_k = 100$ [mm] Anchura de la sección del angular

$t_{fk} = 10$ [mm] Espesor del ala de la sección del angular

$r_k = 12$ [mm] Radio de arredondeado del alma de la sección angular

$l_k = 170$ [mm] Longitud del angular

Material: S 275

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo

$f_{uk} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

TORNILLOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo

$d_0 = 22$ [mm] Diámetro del furo para el tornillo

$A_s = 2,45$ [cm²] Área de la sección eficaz del tornillo

$A_v = 3,14$ [cm²] Área de la sección del tornillo

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

$k = 1$ Número de columnas de tornillos

$w = 2$ Número de líneas de tornillos

$e_1 = 40$ [mm] Nivel del primer tornillo

$p_1 = 90$ [mm] Distancia vertical

SOLDADURAS

$a_{ca} = 5$ [mm] Soldaduras de ángulo uniendo el angular con el pilar

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Cas 436: $ELU/104 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 329 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$
 o: $(1+324+326) \cdot 1.35 + 329 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$

$N_{b,Ed} = 40,37$ [kN] Esfuerzo axil

$V_{b,Ed} = -2,55$ [kN] Esfuerzo cortante

$M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS**TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA****RESISTENCIA DE TORNILLOS**

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Resistencia al cizallamiento del cilindro del tornillo $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_{1x} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,68$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,68 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1x} = 69,33$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **verificado**

$$F_{b,Rd1z} = 101,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la presión}$$

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Presión del tornillo hacia el angular

Dirección x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bx} = 0,61 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2x} = 198,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la presión}$$

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Dirección z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$\alpha_{bz} = 0,61 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,61 > 0,00 \quad \text{verificado}$$

$$F_{b,Rd2z} = 198,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la presión}$$

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR - VIGA

Corte de los tornillos

$$e = 66 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar}$$

$$M_0 = -0,17 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad \text{Momento flector real}$$

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 20,18 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal}$$

$$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$$

$$F_{Vz} = 1,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del cortante}$$

$$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$$

$$F_{Mx} = -1,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección x}$$

$$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z}$$

$$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 18,31 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x}$$

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 1,27 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z}$$

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Rdx} = 69,3 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$e = 66$ [mm] Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar

$$= 3 \quad F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 101,68 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |18,31| < 69,33 \quad \text{verificado} \quad (0,26)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |1,27| < 101,68 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE

ANGULAR

$$A_{nt} = 4,90 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 9,70 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 234,37 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-1,27| < 234,37 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

VIGA

$$A_{nt} = 2,11 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 8,18 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 164,51 \text{ [kN]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-2,55| < 164,51 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

SOLDADURAS DE ÁNGULO UNIENDO EL ANGULAR CON EL PILAR

$$A_s = 18,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de las soldaduras}$$

$$I_0 = 1180,69 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Momento de inercia polar de las soldaduras}$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza longitudinal} \quad \tau_{Fx} = N_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Fz} = -0,69 \text{ [MPa]} \text{ Tensión resultante debida al impacto de la fuerza transversal} \quad \tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$$

$$A_s = 18,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área de las soldaduras}$$

$$\tau_{Mx} = 0,71 \text{ [MPa Tensión componente debida al impacto del momento respecto a la dirección x]}$$

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 0,82 \text{ [MPa Tensión resultante debida al impacto del momento respecto a la dirección z]}$$

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa Tensión debida a la fuerza axil]}$$

$$\sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$$

$$\sigma_M = 0,00 \text{ [MPa Tensión de flexión]}$$

$$\sigma_M = 0.5 \cdot M_{b,Ed} / W_s$$

$$\sigma = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$$\beta_w = 0,85 \text{ Coeficiente de correlación}$$

[Tabla 4.1]



$$f_{vw,d} = 222,79 \text{ [MPa]}$$

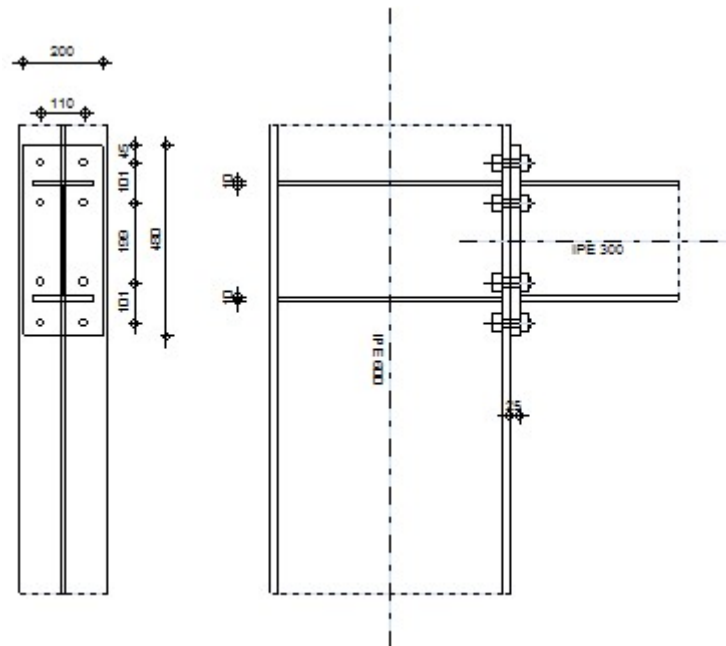
$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d} \quad 0,99 < 222,79 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

Unión conforme con la Norma	Relación	0,26
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo del empotramiento Viga - Columna EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Relación 0,34



GENERAL

Unión N.º: 6

Nombre de la unión: IPE300-IPE600-R

Nudo de la estructura: 6

Barras de la estructura: 529, 11

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 529

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$r_c = 24$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar

$A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar

$I_{xc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 300

Barra N.º: 11

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_b = 300$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_f = 150$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wb} = 7$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fb} = 11$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$A_b = 53,81$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{xb} = 8356,11$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 22$ [mm] Diámetro del tornillo

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$F_{tRd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

$n_h = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_v = 4$ Número de líneas de tornillos

$h_1 = 45$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 110$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 101;199;101$ [mm]

CHAPA

$h_p = 480$ [mm] Altura de la losa

$b_p = 200$ [mm] Anchura de la losa

$t_p = 25$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$$f_{yp} = 275,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$$h_{su} = 562 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del rigidizador}$$

$$b_{su} = 104 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura del rigidizador}$$

$$t_{hu} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor del rigidizador}$$

Material: ACERO

$$f_{ysu} = 235,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

Inferior

$$h_{sd} = 562 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del rigidizador}$$

$$b_{sd} = 104 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura del rigidizador}$$

$$t_{hd} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor del rigidizador}$$

Material: ACERO

$$f_{ysu} = 235,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$$a_w = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del alma}$$

$$a_f = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del ala}$$

$$a_s = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del rigidizador}$$

COEFICIENTES DE MATERIAL

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,25 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

CARGAS

Estado límite último

$$\text{Cas } 708: \text{ ACC:SEI}/61=1*1.00+324*1.00+326*1.00+325*0.30+18*0.30+51 \dots$$

$$\text{o: } (1+324+326+332+317+331+316)*1.00+(325+18+51)*0.30$$

$$M_{b1,Ed} = 60,32 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga derecha}$$

$M_{b1,Ed} = 60,32$	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed} = -31,29$	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga derecha
$N_{b1,Ed} = 7,76$	[kN]	Esfuerzo axial en la viga derecha
$V_{b2,Ed} = 140,68$	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga izquierda
$N_{b2,Ed} = -152,40$	[kN]	Esfuerzo axial en la viga izquierda
$M_{c1,Ed} = -237,53$	[kN*m]	Momento flector en el pilar inferior
$V_{c1,Ed} = 82,86$	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior
$N_{c1,Ed} = -394,90$	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar inferior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$$A_b = 53,81 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{tb,Rd} = 1479,83 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección a la tracción} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

CIZALLAMIENTO

$$A_{vb} = 25,68 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 407,75 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección al cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,08)$$

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$$W_{plb} = 628,40 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 172,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$$W_{pl} = 628,40 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 172,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{cb,Rd} = 172,81$ [kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 289$ [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 597,34$ [kN]	Resistencia del ala comprimida y del alma	[6.2.6.7.(1)]

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$M_{b1,Ed} = 60,32$ [kN*m]	Momento flector en la viga derecha	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Momento flector en la viga izquierda	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 82,86$ [kN]	Cortante en el pilar inferior	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN]	Cortante en el pilar superior	[5.3.(3)]
$z = 289$ [mm]	Brazo de palanca	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 167,17$ [kN]	Esfuerzo cortante en el panel del alma	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 83,78$ [cm ²]	Área del alma del pilar en cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 83,78$ [cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 290$ [mm]	Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 5,46$ [kN*m]	Resistencia plástica del ala del pilar en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,29$ [kN*m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,29$ [kN*m]	Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 1243,79$ [kN]	Resistencia del panel del alma del pilar en cortante	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,13 < 1,00$	verificado	(0,13)
----------------------------------	---------------	------------	--------

ALMA EN FLEXIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

Presión:

$t_{wc} = 12$ [mm]	Espesor eficaz del alma del pilar	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 301$ [mm]	Anchura eficaz del alma en compresión	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 83,78$ [cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,90$	Coefficiente de reducción para la interacción con el cortante	[6.2.6.2.(1)]

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 91,6 \text{ [MPa]} \text{ Tensión de compresión máxima en el alma} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 20,8 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1380,60 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$$d_{wc} = 514 \text{ [mm]} \text{ Altura del alma comprimida} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,11 \text{ Esbeltez del elemento de tipo losa} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,74 \text{ Coeficiente de reducción en pandeo} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,87 \text{ Esbeltez del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coeficiente de pandeo del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1149,42 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1149,42 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	30	–	55	–	100	187	205	187	205	194	161	161	161
2	30	–	55	–	199	187	205	187	205	293	211	211	211
3	30	–	55	–	199	187	229	187	229	293	234	234	234
4	30	–	55	–	122	187	195	187	195	216	162	162	162

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	46	35	45	45	100	199	100	100	100	–	–	–	–

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
2	46	–	45	–	199	288	279	279	279	343	259	259	259
3	46	–	45	–	199	288	239	239	239	343	219	219	219
4	46	46	45	34	122	234	100	100	100	–	–	–	–

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 387,65$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1479,83$ [kN] Resistencia de la unión en tracción [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **verificado** (0,01)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 387,65$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352, 10	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 394,47$	394, 47	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 590,88$	590, 88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,10$	352, 10	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 775,30$	775, 30	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 1243,79$	1243, 79	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 1149,42$	1149, 42	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 597,34$	597, 34	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t2,Rd,comp}$	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	245, 24	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 394,25$	394, 25	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 590,88$	590, 88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 436,32$	436, 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 544,94$	544, 94	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 775,30$	775, 30	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1243,79 - 352,10$	891, 70	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1149,42 - 352,10$	797, 33	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 597,34 - 352,10$	245, 24	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t3,Rd,comp}$	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0 , 00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 411,70$	411 , 70	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 590,88$	590 , 88	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 436,32$	436 , 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 467,47$	467 , 47	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 775,30$	775 , 30	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1243,79 - 597,34$	646 , 46	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1149,42 - 597,34$	552 , 09	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 597,34 - 597,34$	0 , 00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 814,14 - 245,24$	568 , 90	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1187,72 - 245,24$	942 , 48	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 872,64 - 245,24$	627 , 40	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 933,49 - 245,24$	688 , 25	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	340	352 , 10	394 , 47	590 , 88	352 , 10	–	436 , 32	775 , 30
2	239	245 , 24	394 , 25	590 , 88	436 , 32	544 , 94	436 , 32	775 , 30
3	40	–	411 , 70	590 , 88	436 , 32	467 , 47	436 , 32	775 , 30
4	–61	–	387 , 10	590 , 88	293 , 53	–	436 , 32	775 , 30

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 178 , 12 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0 , 34 < 1 , 00 \quad \text{verificado} \quad (0 , 34)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$\alpha_v =$	0,60	Coeficiente para el cálculo de $F_{v,Rd}$	[Tabla 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,98	Coeficiente de reducción para las uniones largas	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	179,52 [kN]	Resistencia de un tornillo al cortante	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	218,16 [kN]	Resistencia de un tornillo a la tracción	[Tabla 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	342,76 [kN]	Resistencia de un tornillo intermedio a la presión	[Tabla 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	281,88 [kN]	Resistencia de un tornillo extremo a la presión	[Tabla 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	436,32	1,94	352,10	119,23	121,17	287,82
2	436,32	1,94	245,24	83,05	84,99	309,09
3	436,32	1,94	436,32	0,00	1,94	357,90
4	436,32	1,94	436,32	0,00	1,94	357,90

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [Tabla 3.4]$$

$$V_{j,Rd} = 1312,70 \quad [kN] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad [Tabla 3.4]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 74,88 \quad [cm^2] \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 50,02 \quad [cm^2] \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 24,86 \quad [cm^2] \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 11912,01 \quad [cm^4] \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$A_w =$	74,88	[cm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	56,35	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	45,54	[MPa]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	-12,59	[MPa]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	112,71 < 385,88	verificado	(0,29)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	93,65 < 385,88	verificado	(0,24)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	56,35 < 295,20	verificado	(0,19)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} =$	5	[mm]	Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16	[mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	73	[mm]	Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Suma	10,45	290,62
1	340	2	38	33	2	5,46	185,60
2	239	3	44	38	2	4,28	102,22
3	40	3	44	32	2	0,71	2,80

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 278 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de fuerzas equivalente} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Parámetro de la transformación} \quad [5.3.(7)]$$

$A_{vc} = 83,78$	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$z = 278$	[mm]	Brazo de palanca	[6.2.5]
$k_1 = 11$	[mm]	Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$		Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$			[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 45944,64$	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$\mu = 1,00$		Coeficiente de rigidez de la unión	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / \mu$			[6.3.1.(4)]
$S_j = 45944,64$	[kN*m]	Rigidez final en rotación	[6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.



$S_{j,rig} = 21597,33$	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 1349,83$	[kN*m]	Rigidez de la unión articulada	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA			

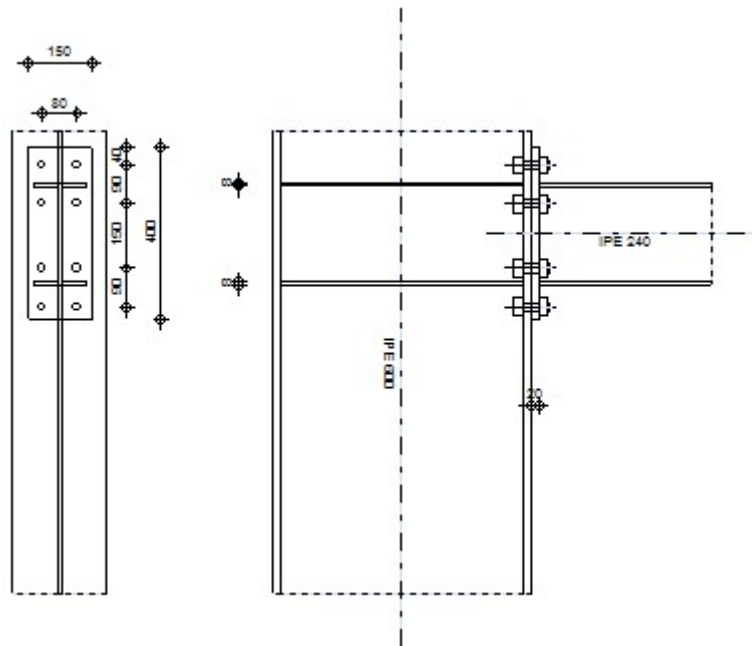
COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALA Y ALMA DE LA VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma	Relación	0,34
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo del empotramiento Viga - Columna EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Relación 0,22



GENERAL

Unión N.º: 8

Nombre de la unión: IPE240-IPE600-R

Nudo de la estructura: 11

Barras de la estructura: 529, 18

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 529

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$r_c = 24$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar

$A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar

$I_{xc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 240

Barra N.º: 18

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_b = 240$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_f = 120$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wb} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fb} = 10$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$A_b = 39,12$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{xb} = 3891,63$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$F_{tRd} = 176,40$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

$n_h = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_v = 4$ Número de líneas de tornillos

$h_1 = 40$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 80$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 90; 150; 90$ [mm]

CHAPA

$h_p = 400$ [mm] Altura de la losa

$b_p = 150$ [mm] Anchura de la losa

$t_p = 20$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$$f_{yp} = 275,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$$h_{su} = 562 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del rigidizador}$$

$$b_{su} = 104 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura del rigidizador}$$

$$t_{hu} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor del rigidizador}$$

Material: S 275

$$f_{ysu} = 275,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

Inferior

$$h_{sd} = 562 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del rigidizador}$$

$$b_{sd} = 104 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura del rigidizador}$$

$$t_{hd} = 8 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor del rigidizador}$$

Material: S 275

$$f_{ysu} = 275,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Resistencia}$$

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$$a_w = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del alma}$$

$$a_f = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del ala}$$

$$a_s = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Soldadura del rigidizador}$$

COEFICIENTES DE MATERIAL

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,25 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad [2.2]$$

CARGAS

Estado límite último

$$\text{Cas } 455: ELU/123 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50$$

$$o: (1+324+326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 327 \cdot 1.50$$

$$M_{b1,Ed} = 5,26 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga derecha}$$

$M_{b1,Ed} =$	5,26	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed} =$	-5,04	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga derecha
$N_{b1,Ed} =$	157,68	[kN]	Esfuerzo axial en la viga derecha
$M_{c1,Ed} =$	20,02	[kN*m]	Momento flector en el pilar inferior
$V_{c1,Ed} =$	55,88	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior
$N_{c1,Ed} =$	-470,68	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar inferior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$A_b =$	39,12	[cm ²]	Área de sección	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	1075,70	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la tracción	EN1993-1-1:[6.2.3]

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} =$	19,14	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	303,95	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
----------------------------------	-------------	------------	--------

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{plb} =$	366,68	[cm ³]	Coeficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	100,84	[kN*m]	Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$W_{pl} =$	366,68	[cm ³]	Coeficiente plástico de la sección	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	100,84	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{cb,Rd} =$	100,84	[kN*m]	Resistencia de cálculo de la sección en flexión	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	230	[mm]	Distancia entre los centros de gravedad de las alas	[6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 438,04 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$$M_{b1,Ed} = 5,26 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga derecha} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga izquierda} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 55,88 \text{ [kN]} \quad \text{Cortante en el pilar inferior} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Cortante en el pilar superior} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 230 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de palanca} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -5,09 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el panel del alma} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del alma del pilar en cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 232 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 5,46 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del ala del pilar en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1252,64 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del panel del alma del pilar en cortante} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

ALMA EN FLEXIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

Presión:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 285 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,91 \quad \text{Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 35,76 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión de compresión máxima en el alma} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 16,64 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1309,29 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$$d_{wc} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del alma comprimida} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,07 \quad \text{Esbeltez del elemento de tipo losa} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,76 \quad \text{Coeficiente de reducción en pandeo} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,87 \quad \text{Esbeltez del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coeficiente de pandeo del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1102,49 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1102,49 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	15	–	70	–	89	93	135	93	135	135	106	106	106
2	15	–	70	–	150	93	134	93	134	196	136	136	136
3	15	–	70	–	150	93	140	93	140	196	142	142	142
4	15	–	70	–	109	93	131	93	131	155	113	113	113

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	31	32	35	40	89	171	75	75	75	–	–	–	–
2	31	–	35	–	150	196	187	187	187	248	177	177	177

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
3	31	–	35	–	150	196	200	196	200	248	191	191	191
4	31	42	35	30	109	202	75	75	75	–	–	–	–

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 352,41$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción

$F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
-----------------------------------------	-------------------------------	-------------------

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	253 , 01	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 253,01$	253 , 01	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	303 , 39	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 341,48$	341 , 48	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318,46$	318 , 46	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	303 , 39	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,41$	352 , 41	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,70$	334 , 70	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 303,39$	402 , 21	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 835,30 - 303,39$	531 , 91	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 678,35 - 303,39$	374 , 95	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 627,43 - 303,39$	324 , 04	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 4

F_{t4,Rd,comp} - Fórmula	F_{t4,Rd,comp}	Componente
-----------------------------------------	-------------------------------	-------------------

F_{t4,Rd,comp} - Fórmula	F_{t4,Rd,comp}	Componente
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	196 , 05	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(4)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(4)} = 196,05$	196 , 05	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	275	253 , 01	352 , 80	303 , 39	253 , 01	–	352 , 80	704 , 82
2	185	303 , 39	352 , 80	303 , 39	341 , 48	318 , 46	352 , 80	704 , 82
3	35	303 , 39	352 , 80	303 , 39	352 , 41	334 , 70	352 , 80	704 , 82
4	–55	196 , 05	352 , 80	303 , 39	196 , 05	–	352 , 80	704 , 82

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN N_{j,Rd}

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1055 , 85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión en tracción} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,15)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	253 , 01	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 253,01$	253 , 01	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 1252,64$	1252 , 64	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 1102,49$	1102 , 49	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 438,04$	438 , 04	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	185 , 03	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 341,48$	341 , 48	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 318,46$	318 , 46	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1252,64 - 253,01$	999 , 63	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1102,49 - 253,01$	849 , 48	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 438,04 - 253,01$	185 , 03	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0 , 00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 303,39$	303 , 39	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,41$	352 , 41	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,70$	334 , 70	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1252,64 - 438,04$	814 , 60	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1102,49 - 438,04$	664 , 45	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 438,04 - 438,04$	0 , 00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 185,03$	520 , 57	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 835,30 - 185,03$	650 , 27	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 678,35 - 185,03$	493 , 31	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 627,43 - 185,03$	442 , 40	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
-----------	----------------------	--------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------	-------------------------

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	275	253,01	352,80	303,39	253,01	–	352,80	704,82
2	185	185,03	352,80	303,39	341,48	318,46	352,80	704,82
3	35	–	352,80	303,39	352,41	334,70	352,80	704,82
4	–55	–	352,80	303,39	196,05	–	352,80	704,82

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 103,85 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,05)$$

COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,20)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coeficiente de reducción para las uniones largas} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 149,67 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 311,60 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 198,79 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	253,01	37,78	253,01	12,81	50,59	268,67
2	303,39	45,31	185,03	9,37	54,68	266,20
3	303,39	45,31	352,80	0,00	45,31	271,87
4	196,05	29,28	352,80	0,00	29,28	281,59

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1088,33 \quad \text{[kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 49,67 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 30,63 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 19,04 \quad \text{[cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 4713,59 \quad \text{[cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 41,48 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 39,25 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensiones en la soldadura vertical} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = -2,65 \quad \text{[MPa]} \quad \text{Tensión tangente} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 82,97 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,22)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 78,64 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,20)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2} \quad 41,48 < 295,20 \quad \text{verificado} \quad (0,14)$$

RIGIDEZ DE LA UNIÓN



El esfuerzo axial en la viga es mayor a 5% de la resistencia $N_{pl,Rd}$. De acuerdo con el punto 6.3.1.(4), la rigidez de la unión no puede ser calculada.

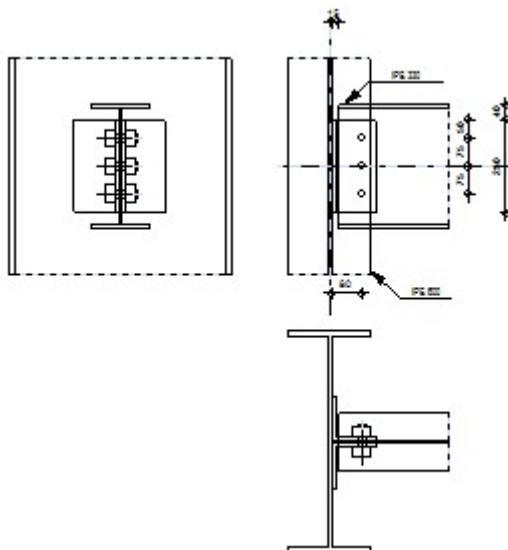
COMPONENTE MÁS DÉBIL:

SOLDADURAS

Unión conforme con la Norma	Relación	0 , 22
------------------------------------	----------	--------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculos de la sección viga - pilar (alma) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Relación 0,11



GENERAL

Unión N.º: 10

Nombre de la unión: IPE330-IPE600-A

Nudo de la estructura: 24

Barras de la estructura: 143 , 534

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 143

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar
 $b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar
 $t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar
 $t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
 $r_c = 24$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar
 $A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar
 $I_{yc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uc} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

VIGA

Perfil: IPE 330

Barra N.º: 534

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_b = 330$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_b = 160$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wb} = 8$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fb} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_b = 18$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_b = 62,61$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{yb} = 11766,90$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{ub} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

ANGULAR

Perfil: CAE 120x12

$h_k = 120$ [mm] Altura de la sección del angular
 $b_k = 120$ [mm] Anchura de la sección del angular
 $t_{fk} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección del angular
 $r_k = 13$ [mm] Radio de arredondeado del alma de la sección angular
 $l_k = 250$ [mm] Longitud del angular
 Material: S 275
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uk} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

TORNILLOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

Clase = 10.9 Clase del tornillo
 $d = 24$ [mm] Diámetro del tornillo
 $d_0 = 27$ [mm] Diámetro del furo para el tornillo
 $A_s = 3,53$ [cm²] Area de la sección eficaz del tornillo
 $A_v = 4,52$ [cm²] Area de la sección del tornillo
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia a la tracción
 $k = 1$ Número de columnas de tornillos
 $w = 3$ Número de líneas de tornillos
 $e_1 = 50$ [mm] Nivel del primer tornillo
 $p_1 = 75$ [mm] Distancia vertical

SOLDADURAS

$a_{ca} = 6$ [mm] Soldaduras de ángulo uniendo el angular con el pilar

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Cas 671: ACC:SEI/24=1*1.00+324*1.00+326*1.00+51*0.30+332*1.00+317...
 o: (1+324+326+332+317+330+315)*1.00+51*0.30

$N_{b,Ed} = -8,96$ [kN] Esfuerzo axial
 $V_{b,Ed} = 15,01$ [kN] Esfuerzo cortante
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

RESISTENCIA DE TORNILLOS

$F_{v,Rd} = 434,29$ [kN] Resistencia al cizallamiento del cilindro del tornillo
 $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_{1x} = 2,19$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$
 $2,19 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,80$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$
 $0,80 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1x} = 103,70$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$
 $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,68$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$
 $0,68 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1z} = 99,77$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia el angular

Dirección x

$k_{1x} = 2,19$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$
 $2,19 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,49$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$
 $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$
 $0,49 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2x} = 204,22$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión
 $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} =$	2,45	Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,45	$> 0,00$	verificado
$\alpha_{bz} =$	0,62	Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,62	$> 0,00$	verificado
$F_{b,Rd2z} =$	285,51	[kN] Resistencia de un tornillo a la presión	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR - VIGA

Corte de los tornillos

$e =$	86 [mm]	Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar	
$M_0 =$	1,29	[kN*m] Momento flector real	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} =$	2,99	[kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	5,00	[kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del cortante	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	8,61	[kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección x	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00	[kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	11,59	[kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	5,00	[kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	103,70	[kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	99,77	[kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	11,59	$< 103,70$	verificado (0,11)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	5,00	$< 99,77$	verificado (0,05)

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE

ANGULAR

$A_{nt} =$	3,24	[cm ²] Área de la zona traccionada neta de la sección
$A_{nv} =$	16,20	[cm ²] Área de la zona cizallada de la sección

$$A_{nt} = 3,24 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$V_{effRd} = 304,60 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |7,51| < 304,60 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

VIGA

$$A_{nt} = 3,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 13,12 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 268,76 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,01| < 268,76 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

SOLDADURAS DE ÁNGULO UNIENDO EL ANGULAR CON EL PILAR

$$A_s = 29,40 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de las soldaduras}$$

$$I_0 = 3605,83 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia polar de las soldaduras}$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto de la fuerza longitudinal}$$

$$\tau_{Fx} = N_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Fz} = 2,55 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto de la fuerza transversal}$$

$$\tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Mx} = 2,06 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión componente debida al impacto del momento respecto a la dirección x}$$

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 2,79 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto del momento respecto a la dirección z}$$

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión debida a la fuerza axil}$$

$$\sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$$

$$\sigma_M = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión de flexión}$$

$$\sigma_M = 0.5 \cdot M_{b,Ed} / W_s$$

$$\sigma = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación}$$

$$[\text{Tabla 4.1}]$$


$$f_{vw,d} = 222,79 \text{ [MPa]}$$

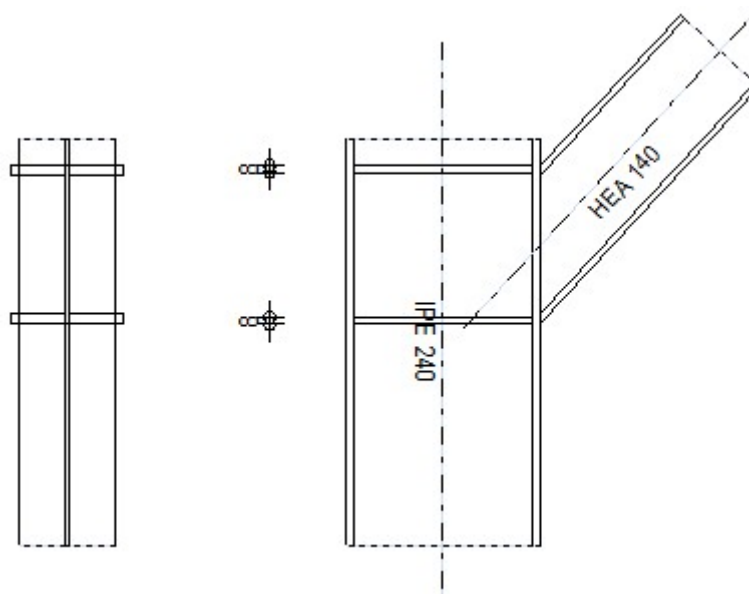
$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d} \quad 3,28 < 222,79 \quad \text{verificado} \quad (0,04)$$

Unión conforme con la Norma	Relación	0,11
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo del empotramiento soldado Viga - Columna EN 1993-1-8:2005/AC:2009	
		Relación 0,98



GENERAL

Unión N.º: 19

Nombre de la unión: ARRIOSTRAMIENTO-VIGA

Nudo de la estructura: 52

Barras de la estructura: 18, 97

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 240

Barra N.º: 18

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 240$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 120$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 10$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$r_c = 15$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar

$A_c = 39,12$ [cm²] Area de la sección del pilar

$I_{xc} = 3891,63$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: HEA 140

Barra N.º: 97

$\alpha = 47,3$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_b = 133$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_f = 140$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wb} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fb} = 9$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_b = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$r_b = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$A_b = 31,42$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{xb} = 1033,13$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$h_{su} = 220$ [mm] Altura del rigidizador
 $b_{su} = 57$ [mm] Anchura del rigidizador
 $t_{hu} = 8$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

Inferior

$h_{sd} = 220$ [mm] Altura del rigidizador
 $b_{sd} = 57$ [mm] Anchura del rigidizador
 $t_{hd} = 8$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 5$ [mm] Soldadura del alma
 $a_f = 6$ [mm] Soldadura del ala
 $a_s = 5$ [mm] Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: Cálculos manuales.

$V_{b1,Ed} = 157,83$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha
 $N_{b1,Ed} = 145,69$ [kN] Esfuerzo axil en la viga derecha
 $M_{c1,Ed} = -2,80$ [kN*m] Momento flector en el pilar inferior
 $V_{c1,Ed} = 160,66$ [kN] Esfuerzo cortante en el pilar inferior
 $N_{c1,Ed} = -4,09$ [kN] Esfuerzo axil en el pilar inferior

$V_{b1,Ed} = 157,83$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha

$M_{c2,Ed} = -2,80$ [kN*m] Momento flector en el pilar superior

$V_{c2,Ed} = 2,44$ [kN] Esfuerzo cortante en el pilar superior

$N_{c2,Ed} = -161,91$ [kN] Esfuerzo axial en el pilar superior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$A_b = 31,42$ [cm²] Área de sección EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 863,94$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección a la tracción EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{b1,Ed} / N_{tb,Rd} \leq 1,0$ $0,17 < 1,00$ verificado (0,17)

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} = 10,12$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 160,73$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección al cortante EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,98 < 1,00$ verificado (0,98)

FUERZAS AXILES EN CORDONES DE LA VIGA

$h_f = 184$ [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas

$e_N = 0$ [mm] Excentricidad de la fuerza axial

$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$

$N_{upp} = 72,84$ [kN] Esfuerzo axial en el cordón superior de la viga

$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$

$N_{low} = 72,84$ [kN] Esfuerzo axial en el cordón inferior de la viga

RESISTENCIAS DEL PILAR

PANEL DEL ALMA EN CORTANTE

$M_{b1,Ed} = 0,00$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Momento flector en la viga izquierda [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 160,66$ [kN] Cortante en el pilar inferior [5.3.(3)]

$$M_{b1,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga derecha} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 2,44 \text{ [kN]} \quad \text{Cortante en el pilar superior} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 184 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de palanca} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -79,11 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el panel del alma} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 19,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del alma del pilar en cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 19,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 188 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 0,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del ala del pilar en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,53 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 287,59 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del panel del alma del pilar en cortante} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,28 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,28)$$

ALMA EN TRACCIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA SUPERIOR DE LA VIGA

$$t_{wc} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 154 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 19,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,87 \quad \text{Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$A_s = 9,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{t,wc,Rd,upp} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 478,05 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$N_{upp} / F_{t,wc,Rd,upp} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,15)$$

ALMA EN TRACCIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

$$t_{wc} = 6 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 154 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 19,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,87 \quad \text{Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$A_s = 9,10 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{t,wc,Rd,low} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 478,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$N_{low} / F_{t,wc,Rd,low} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,15)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 40,26 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 26,70 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 13,56 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 2516,30 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 36,18 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 36,18 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensiones en la soldadura vertical} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 116,36 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 72,37 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,19)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 214,14 < 385,88 \quad \text{verificado} \quad (0,55)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u / \gamma_{M2} \quad 36,18 < 295,20 \quad \text{verificado} \quad (0,12)$$

RIGIDEZ DE LA UNIÓN


El esfuerzo axial en la viga es mayor a 5% de la resistencia $N_{pl,Rd}$. De acuerdo con el punto 6.3.1.(4), la rigidez de la unión no puede ser calculada.

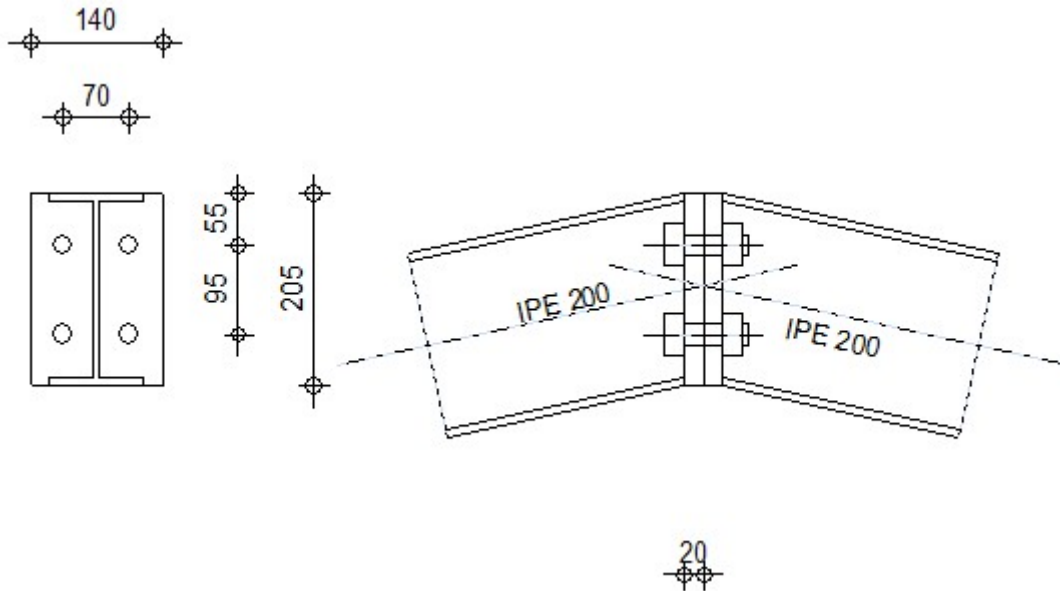
COMPONENTE MÁS DÉBIL:

VIGA EN CORTANTE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,98
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012</p> <p>Cálculo del empotramiento Viga - Viga</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Relación 0,25</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------



GENERAL

Unión N.º: 12

Nombre de la unión: UNION DE CUMBRERA

Nudo de la estructura: 233

Barras de la estructura: 297, 298

GEOMETRÍA

LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil: IPE 200

Barra N.º: 297

$\alpha = -167,8$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_{bl} = 200$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_{tbl} = 100$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$\alpha = -167,8$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $t_{wbl} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fbl} = 9$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_{bl} = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_{bl} = 28,48$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xbl} = 1943,17$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 200
 Barra N.º: 298
 $\alpha = -12,2$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_{br} = 200$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_{fbr} = 100$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wbr} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fbr} = 9$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_{br} = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_{br} = 28,48$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xbr} = 1943,17$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 22$ [mm] Diámetro del tornillo
 Clase = 10.9 Clase del tornillo
 $F_{tRd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
 $n_h = 2$ Número de columnas de tornillos
 $n_v = 2$ Número de líneas de tornillos
 $h_1 = 55$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 70$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 95$ [mm]

CHAPA

$h_{pr} = 205$ [mm] Altura de la losa

$b_{pr} = 140$ [mm] Anchura de la losa

$t_{pr} = 20$ [mm] Espesor de la losa

Material: ACERO

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 4$ [mm] Soldadura del alma

$a_f = 6$ [mm] Soldadura del ala

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Estado límite último

Cas 363: $ELU/31 = 1 \cdot 1.00 + 324 \cdot 1.00 + 326 \cdot 1.00 + 51 \cdot 1.50 + 329 \cdot 0.90$
 o: $(1+324+326) \cdot 1.00 + 51 \cdot 1.50 + 329 \cdot 0.90$

$M_{b1,Ed} = -5,42$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed} = 21,55$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha

$N_{b1,Ed} = 31,76$ [kN] Esfuerzo axial en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$A_b = 28,48$ [cm²] Área de sección EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 783,31$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección a la tracción EN1993-1-1:[6.2.3]

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} = 14,00$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 222,28$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección al cortante EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **verificado** (0,10)

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{plb} = 220,66$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 60,68$ [kN*m] Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$W_{pl} = 220,66$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 60,68$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{cb,Rd} = 60,68$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 192$ [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 316,87$ [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	28	–	35	–	95	174	163	163	163	182	133	133	133
2	28	–	35	–	95	174	163	163	163	182	133	133	133

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

m – Distancia entre le tornillo y el alma

$l_{eff,cp}$ – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

$l_{eff,nc}$ – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

$l_{eff,1}$ – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

$l_{eff,2}$ – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

$l_{eff,nc,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

$l_{eff,1,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

$l_{eff,2,g}$ – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 358,29$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 783,31$ [kN] Resistencia de la unión en tracción [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **verificado** (0,04)

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 358,29$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción

$F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	251 , 14	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(1)} = 365,49$	365 , 49	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(1)} = 251,14$	251 , 14	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 716,58$	716 , 58	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} = 316,87$	316 , 87	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	65 , 73	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(2)} = 365,29$	365 , 29	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 250,73$	250 , 73	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 716,58$	716 , 58	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 316,87 - 251,14$	65 , 73	Ala de la viga - compresión
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 685,91 - 251,14$	434 , 77	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 410,32 - 251,14$	159 , 18	Alma de la viga - tracción - grupo

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	146	251 , 14	–	–	365 , 49	251 , 14	436 , 32	716 , 58
2	51	65 , 73	–	–	365 , 29	250 , 73	436 , 32	716 , 58

Resistencia de la unión a la flexión M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 39 , 91 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,14)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 182,46 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 302,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$\alpha_v = 0,60$ Coeficiente para el cálculo de $F_{v,Rd}$ [Tabla 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 228,97$ [kN] Resistencia de un tornillo extremo a la presión [Tabla 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	436,32	15,88	251,14	34,12	50,00	335,06
2	436,32	15,88	65,73	8,93	24,81	350,10

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [Tabla 3.4]$$

$V_{j,Rd} = 685,16$ [kN] Resistencia de la unión al cortante [Tabla 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,03)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w = 22,90$ [cm²] Área de superficie de todas las soldaduras [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 9,89$ [cm²] Área de superficie de las soldaduras horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 13,01$ [cm²] Área de superficie de las soldaduras verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 1098,75$ [cm⁴] Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = 45,48$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 42,25$ [MPa] Tensiones en la soldadura vertical [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 16,56$ [MPa] Tensión tangente [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,80$ Coeficiente de correlación [4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 90,96 < 360,00 \quad \text{verificado} \quad (0,25)$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	90,96 < 360,00	verificado	(0,25)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	89,23 < 360,00	verificado	(0,25)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	45,48 < 259,20	verificado	(0,18)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} =$	5	[mm]	Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16	[mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	58	[mm]	Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Coeficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Suma	12,06	146,10
1	146	∞	∞	45	6	8,95	130,35
2	51	∞	∞	45	6	3,11	15,76

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 121 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de fuerzas equivalente} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 30681,52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez inicial en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coeficiente de rigidez de la unión} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 30681,52 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez final en rotación} \quad [6.3.1.(4)]$$

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$$S_{j,rig} = 9819,51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 613,72 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión articulada} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RÍGIDA}$$

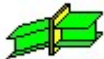

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

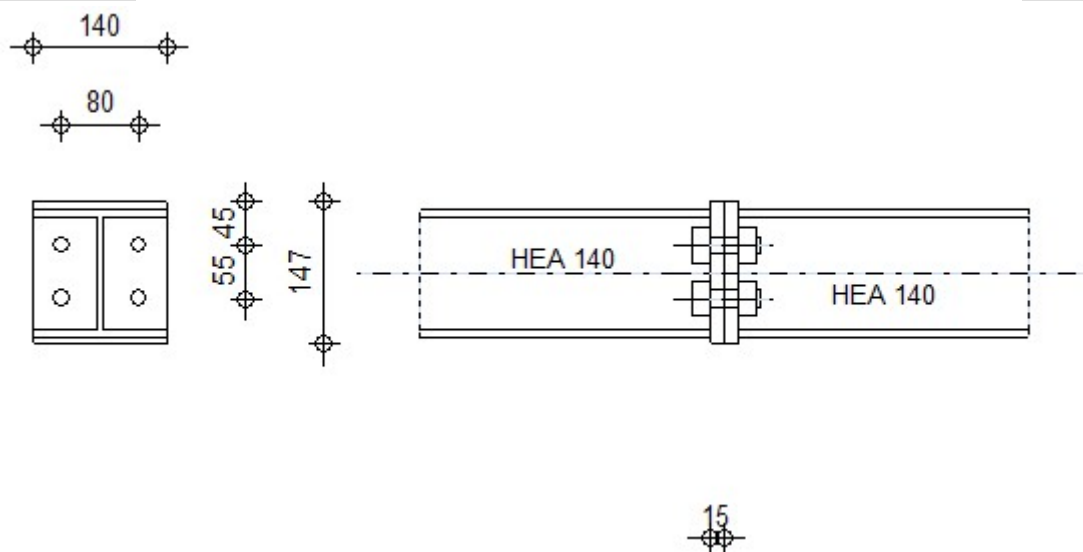
SOLDADURAS

Unión conforme con la Norma

Relación 0,25

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo del empotramiento Viga - Viga EN 1993-1-8:2005/AC:2009	<div style="text-align: center;">  Relación 0,56 </div>
-----------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

**GENERAL**

Unión N.º: 20

Nombre de la unión: EMPALME ARRIOSTRAMIENTO

GEOMETRÍA**LADO IZQUIERDO**

VIGA

Perfil: HEA 140

$\alpha = -180,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_{bl} = 133$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_{fbl} = 140$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wbl} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fbl} = 9$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_{bl} = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_{bl} = 31,42$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xbl} = 1033,13$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

LADO DERECHO**VIGA**

Perfil: HEA 140

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_{br} = 133$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_{fbr} = 140$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wbr} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fbr} = 9$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_{br} = 12$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_{br} = 31,42$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xbr} = 1033,13$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 18$ [mm] Diámetro del tornillo

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$d = 18$ [mm] Diámetro del tornillo

$F_{tRd} = 138,24$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

$n_h = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_v = 2$ Número de líneas de tornillos

$h_1 = 45$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 80$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 55$ [mm]

CHAPA

$h_{pr} = 147$ [mm] Altura de la losa

$b_{pr} = 140$ [mm] Anchura de la losa

$t_{pr} = 15$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 6$ [mm] Soldadura del alma

$a_f = 7$ [mm] Soldadura del ala

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Estado límite último

Caso: Cálculos manuales.

$N_{b1,Ed} = 229,85$ [kN] Esfuerzo axial en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$$A_b = 31,42 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de sección}$$

EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{tb,Rd} = 863,94 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección a la tracción}$$

EN1993-1-1:[6.2.3]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN**LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE**

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	30	–	30	–	55	191	185	185	185	151	133	133	133
2	30	–	30	–	55	191	188	188	188	151	136	136	136

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucciónl_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucciónl_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucciónl_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucciónl_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2**RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN**

$$F_{t,Rd} = 138,24 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de tornillo a la tracción}$$

[Tabla 3.4]

$$B_{p,Rd} = 250,40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento}$$

[Tabla 3.4]

F_{t,fc,Rd} – resistencia del ala del pilar en flexiónF_{t,wc,Rd} – resistencia del alma del pilar en tracciónF_{t,ep,Rd} – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	232 , 09	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(1)} = 232,09$	232 , 09	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(1)} = 280,52$	280 , 52	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 500,80$	500 , 80	Tornillo al arrastramiento de la cabeza

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t2,Rd,comp}$	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	174 , 96	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(2)} = 233,38$	233 , 38	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 284,35$	284 , 35	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 500,80$	500 , 80	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 412,07 - 232,09$	179 , 99	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 407,04 - 232,09$	174 , 96	Alma de la viga - tracción - grupo

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	89	232 , 09	–	–	232 , 09	280 , 52	276 , 48	500 , 80
2	34	174 , 96	–	–	233 , 38	284 , 35	276 , 48	500 , 80

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN $N_{j,Rd}$

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 407 , 04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión en tracción} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,56)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w =$	47,79	[cm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	36,75	[cm ²]	Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	11,04	[cm ²]	Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	1549,17	[cm ⁴]	Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	48,10	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	48,10	[MPa]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,00	[MPa]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	96,19 < 385,88	verificado	(0,25)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	96,19 < 385,88	verificado	(0,25)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	48,10 < 295,20	verificado	(0,16)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN


El esfuerzo axial en la viga es mayor a 5% de la resistencia $N_{pl,Rd}$. De acuerdo con el punto 6.3.1.(4), la rigidez de la unión no puede ser calculada.

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

ALMA DE LA VIGA EN TRACCIÓN

Unión conforme con la Norma	Relación	0,56
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo del empotramiento Viga - Viga EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK
		Relación 0,12

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

LADO DERECHO

VIGA

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 530

$\alpha = -0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_{br} = 600$ [mm] Altura de la sección de la viga

$b_{fbr} = 220$ [mm] Anchura de la sección de la viga

$t_{wbr} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga

$t_{fbr} = 19$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga

$r_{br} = 24$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga

$A_{br} = 155,98$ [cm²] Área de la sección de la viga

$I_{xbr} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga

Material: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 24$ [mm] Diámetro del tornillo

Clase = 10.9 Clase del tornillo

$F_{tRd} = 254,16$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción

$n_h = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_v = 7$ Número de líneas de tornillos

$h_1 = 50$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 160$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 130;110;110;110;110;130$ [mm]

CHAPA

$h_{pr} = 800$ [mm] Altura de la losa

$b_{pr} = 280$ [mm] Anchura de la losa

$h_{pr} = 800$ [mm] Altura de la losa

$t_{pr} = 30$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 10$ [mm] Soldadura del alma

$a_f = 14$ [mm] Soldadura del ala

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Estado límite último

Cas 420: $ELU/88 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 327 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$
 o: $(1+324+326) \cdot 1.35 + 327 \cdot 1.50 + 47 \cdot 0.75$

$M_{b1,Ed} = -17,72$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed} = 5,46$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha

$N_{b1,Ed} = -418,40$ [kN] Esfuerzo axial en la viga derecha

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

COMPRESIÓN

$A_b = 155,98$ [cm²] Área de sección EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 4289,56$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección a la compresión EN1993-1-1:[6.2.4]

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} = 83,78$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1330,25$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección al cortante EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **verificado** (0,00)

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{plb} = 3512,62$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 965,97$ [kN*m] Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$W_{el} = 3069,45$ [cm³] Coeficiente elástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 844,10$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXIÓN CON FUERZA AXIL EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$n = 0,10$ Proporción fuerza axil - resistencia de la sección EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$$

$M_{Nb,Rd} = 761,77$ [kN*m] Resistencia reducida (fuerza axil) de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$M_{cb,Rd} = 844,10$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 581$ [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1452,84$ [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	<i>l</i> _{eff,cp}	<i>l</i> _{eff,nc}	<i>l</i> _{eff,1}	<i>l</i> _{eff,2}	<i>l</i> _{eff,cp,g}	<i>l</i> _{eff,nc,g}	<i>l</i> _{eff,1,g}	<i>l</i> _{eff,2,g}
1	63	34	60	50	119	215	140	140	140	—	—	—	—
2	63	—	60	—	110	394	383	383	383	307	276	276	276
3	63	—	60	—	110	394	326	326	326	220	110	110	110
4	63	—	60	—	110	394	326	326	326	220	110	110	110
5	63	—	60	—	110	394	326	326	326	220	110	110	110
6	63	—	60	—	110	394	326	326	326	307	218	218	218

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
7	63	34	60	50	119	215	140	140	140	–	–	–	–

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA COMPRESIÓN

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 4289,56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión a la compresión} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,10)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$$F_{t,Rd} = 254,16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 667,73 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – resistencia del ala del pilar en flexión

F_{t,wc,Rd} – resistencia del alma del pilar en tracción

F_{t,ep,Rd} – resistencia de la placa doblada en flexión

F_{t,wb,Rd} – resistencia del alma en compresión

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

F_{t1,Rd,comp} - Fórmula	F_{t1,Rd,comp}	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	507 , 80	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(1)} = 507,80$	507 , 80	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 1335,45$	1335 , 45	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} = 1452,84$	1452 , 84	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	508 , 32	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(2)} = 508,32$	508 , 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1265,38$	1265 , 38	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 1335,45$	1335 , 45	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1452,84 - 507,80$	945 , 03	Ala de la viga - compresión

Reducción adicional de la resistencia de la línea de tornillos

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 404 , 74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia reducida de la línea de tornillos} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	481 , 37	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(3)} = 508,32$	508 , 32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1074,96$	1074 , 96	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 1335,45$	1335 , 45	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1452,84 - 912,54$	540 , 29	Ala de la viga - compresión
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 886,11 - 404,74$	481 , 37	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1272,40 - 404,74$	867 , 66	Alma de la viga - tracción - grupo

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 886,11 - 404,74$	481,37	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1272,40 - 404,74$	867,66	Alma de la viga - tracción - grupo

Reducción adicional de la resistencia de la línea de tornillos

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 317,53 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia reducida de la línea de tornillos} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 4

F_{t4,Rd,comp} - Fórmula	F_{t4,Rd,comp}	Componente
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	222,77	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(4)} = 508,32$	508,32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1074,96$	1074,96	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 1335,45$	1335,45	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1452,84 - 1230,07$	222,77	Ala de la viga - compresión
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 719,10 - 317,53$	401,57	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 726,00 - 317,53$	408,47	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1245,66 - 722,26$	523,39	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1635,40 - 722,26$	913,14	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1245,66 - 722,26$	523,39	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1635,40 - 722,26$	913,14	Alma de la viga - tracción - grupo

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 5

F_{t5,Rd,comp} - Fórmula	F_{t5,Rd,comp}	Componente
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,ep,Rd(5)} = 508,32$	508,32	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1074,96$	1074,96	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 1335,45$	1335,45	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1452,84 - 1452,84$	0,00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 719,10 - 222,77$	496,33	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 726,00 - 222,77$	503,23	Alma de la viga - tracción - grupo

F_{t5,Rd,comp} - Fórmula	F_{t5,Rd,comp}	Componente
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1078,65 - 540,29$	538 , 35	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1089,00 - 540,29$	548 , 71	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1605,21 - 945,03$	660 , 17	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1998,40 - 945,03$	1053 , 37	Alma de la viga - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1605,21 - 945,03$	660 , 17	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1998,40 - 945,03$	1053 , 37	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	641	507 , 80	–	–	507 , 80	–	508 , 32	1335 , 45
2	511	404 , 74	–	–	508 , 32	1265 , 38	508 , 32	1335 , 45
3	401	317 , 53	–	–	508 , 32	1074 , 96	508 , 32	1335 , 45
4	291	222 , 77	–	–	508 , 32	1074 , 96	508 , 32	1335 , 45
5	181	–	–	–	508 , 32	1074 , 96	508 , 32	1335 , 45
6	71	–	–	–	508 , 32	1074 , 96	508 , 32	1335 , 45
7	–60	–	–	–	507 , 80	–	508 , 32	1335 , 45

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 723 , 75 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,12)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coeficiente de reducción para las uniones largas} \quad [3.8]$$

$\alpha_v =$	0,60	Coeficiente para el cálculo de $F_{v,Rd}$	[Tabla 3.4]
$F_{v,Rd} =$	201,77 [kN]	Resistencia de un tornillo al cortante	[Tabla 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	254,16 [kN]	Resistencia de un tornillo a la tracción	[Tabla 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	590,40 [kN]	Resistencia de un tornillo intermedio a la presión	[Tabla 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	378,46 [kN]	Resistencia de un tornillo extremo a la presión	[Tabla 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508,32	-59,77	507,80	12,43	-47,34	403,53
2	508,32	-59,77	404,74	9,91	-49,86	403,53
3	508,32	-59,77	317,53	7,77	-52,00	403,53
4	508,32	-59,77	222,77	5,45	-54,32	403,53
5	508,32	-59,77	508,32	0,00	-59,77	403,53
6	508,32	-59,77	508,32	0,00	-59,77	403,53
7	508,32	-59,77	508,32	0,00	-59,77	403,53

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [Tabla 3.4]$$

$$V_{j,Rd} = 2824,72 \quad [kN] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad [Tabla 3.4]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 215,92 \quad [cm^2] \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 113,12 \quad [cm^2] \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$A_w =$	215,92	[cm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	102,80	[cm ²]	Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	119387,81	[cm ⁴]	Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-22,60	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-22,07	[MPa]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	0,53	[MPa]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	45,20 < 385,88	verificado	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	44,16 < 385,88	verificado	(0,11)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	22,60 < 295,20	verificado	(0,08)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} =$	5	[mm]	Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	80	[mm]	Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Suma	92,65	4588,99
1	641	∞	∞	85	6	39,01	2498,52
2	511	∞	∞	27	5	23,82	1215,94
3	401	∞	∞	11	3	12,32	493,44
4	291	∞	∞	11	3	8,94	259,61
5	181	∞	∞	11	3	5,55	100,23
6	71	∞	∞	21	4	3,02	21,26

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} = 495$ [mm] Brazo de fuerzas equivalente [6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$k_{eq} = 19$ [mm] Coeficiente de rigidez quivalente del sistema de tornillos [6.3.3.1.(1)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$$
 [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 963687,03$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coeficiente de rigidez de la unión [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu$$
 [6.3.1.(4)]

$S_j = 963687,03$ [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig} = 171889,01$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 10743,06$ [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]


$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

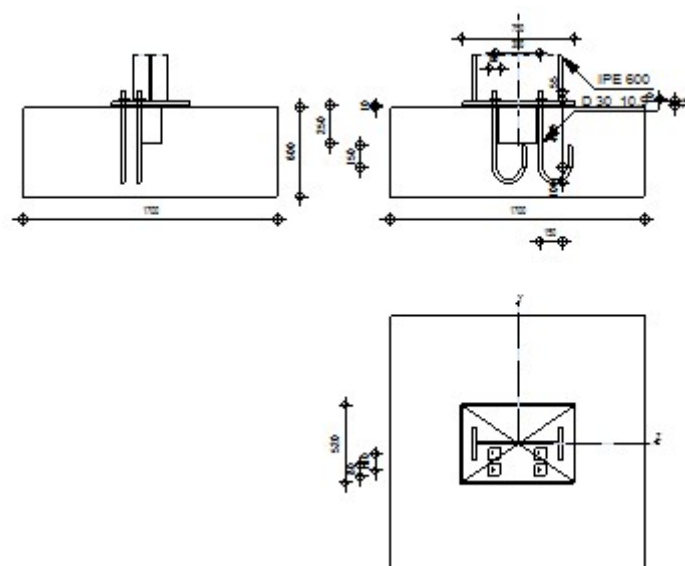
COMPONENTE MÁS DÉBIL:

VIGA EN COMPRESIÓN

Unión conforme con la Norma	Relación	0,12
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo de la base de columna articulada Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	
		Relación 0,12



GENERAL

Unión N.º: 22

Nombre de la unión: PLACA DE ANCLAJE-IPE600

Nudo de la estructura: 1

Barras de la estructura: 529

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 529

$L_c = 8,43$ [m] Longitud del pilar

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$r_c = 24$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar

$A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar

$I_{yc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

$f_{uc} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 750$ [mm] Longitud

$b_{pd} = 520$ [mm] Anchura

$t_{pd} = 35$ [mm] Espesor

Material: S 275

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Resistencia

$f_{upd} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

Clase = 10.9 Clase de anclajes

$f_{yb} = 670,00$ [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

$d = 30$ [mm] Diámetro del tornillo

$A_b = 5,61$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo

$n_v = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_H = 2$ Número de líneas de tornillos

$e_H = 300$ [mm] Distancia horizontal

$e_v = 360$ [mm] Distancia vertical

Dimensiones de los anclajes

$L_1 = 55$ [mm]

$L_2 = 450$ [mm]

$L_3 = 200$ [mm]

$L_4 = 150$ [mm]

Plaqueta

$l_{wd} = 80$ [mm] Longitud

$b_{wd} = 80$ [mm] Anchura

$t_{wd} = 10$ [mm] Espesor

CHAVETA

Perfil: IPE 270

 $I_w = 250$ [mm] Longitud

Material: S 275

 $f_{yw} = 275,00$ [MPa] Resistencia**COEFICIENTES DE MATERIAL** $\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial $\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial $\gamma_C = 1,50$ Coeficiente de seguridad parcial**CIMENTACIÓN** $L = 1700$ [mm] Longitud de la cimentación $B = 1700$ [mm] Anchura de la cimentación $H = 600$ [mm] Altura de la cimentación**Hormigón**

Clase HA - 25

 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión**Capa de arena** $t_g = 10$ [mm] Espesor de la capa de arena $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón**SOLDADURAS** $a_p = 10$ [mm] Placa principal del pie del pilar $a_w = 8$ [mm] Chaveta**CARGAS**

Caso: Cálculos manuales.

 $N_{j,Ed} = -692,25$ [kN] Esfuerzo axial $V_{j,Ed,y} = -2,59$ [kN] Esfuerzo cortante

$$N_{j,Ed} = -692,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo axial}$$

$$V_{j,Ed,z} = 62,09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Esfuerzo cortante}$$

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$$f_{cd} = 16,67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia de cálculo a la compresión} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]}$$

$$f_j = 21,88 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$$c = 72 \quad [\text{mm}] \quad \text{Anchura adicional de la zona de presión} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$b_{eff} = 162 \quad [\text{mm}] \quad \text{Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 363 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 589,56 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = 4689,83 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de cálculo máxima de la distribución de la carga} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$A_{c1} = 4689,83 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de cálculo máxima de la distribución de la carga} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{Coeficiente de reducción para la compresión} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 31,34 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Resistencia de cálculo a la presión} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 1829,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Área de presión en compresión} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 5732,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del hormigón a la presión en compresión} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 5732,75 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia del pie del pilar a la compresión axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24)$	$0,12 < 1,00$	verificado	(0,12)
---------------------------------------------	---------------	------------	--------

CIZALLAMIENTO

PRESIÓN DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLACA DE BASE

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,90$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,90$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 771,31$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 2,34$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 861,00$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 7,07$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 140,24$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 2,66$ [kN*m] Resistencia característica del anclaje a la flexión CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 30$ [mm] Longitud del brazo de palanca CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 148,00$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} = 357,97$ [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dependiente de la longitud de anclaje CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 331,46 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón al efecto de palanca} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 2173,0 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,30 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,26 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,88 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 327,30 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 1795,4 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,43 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,21 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,93 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 401,81 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 692,25 \text{ [kN]} \quad \text{Fuerza de compresión} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 207,68 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al deslizamiento} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACTO CUÑA - HORMIGÓN

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1575,00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 787,50 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia al contacto cuña - hormigón}$$

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 2343,64 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1556,14 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,04)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,04)$$

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLACA DE BASE

$$\sigma_{\perp} = 18,54 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 18,54 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -0,30 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 5,52 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,10)$$

Unión N.º: 23

Barras de la estructura: 106

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: HEA 120

Barra N.º: 106

$L_c = 1,13$ [m] Longitud del pilar
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_c = 114$ [mm] Altura de la sección del pilar
 $b_{fc} = 120$ [mm] Anchura de la sección del pilar
 $t_{wc} = 5$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar
 $t_{fc} = 8$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
 $r_c = 12$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar
 $A_c = 25,34$ [cm²] Area de la sección del pilar
 $I_{yc} = 606,15$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar
 Material: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia
 $f_{uc} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 260$ [mm] Longitud
 $b_{pd} = 220$ [mm] Anchura
 $t_{pd} = 25$ [mm] Espesor
 Material: S 275
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Resistencia
 $f_{upd} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

Clase = 10.9 Clase de anclajes
 $f_{yb} = 670,00$ [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

Clase = 10.9 Clase de anclajes

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo

$A_b = 2,45$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo

$n_H = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_V = 2$ Número de líneas de tornillos

Distancia horizontal $e_{Hi} = 180$ [mm]

Distancia vertical $e_{Vi} = 120$ [mm]

Dimensiones de los anclajes

$L_1 = 65$ [mm]

$L_2 = 250$ [mm]

$L_3 = 90$ [mm]

$L_4 = 50$ [mm]

Plaqueta

$l_{wd} = 40$ [mm] Longitud

$b_{wd} = 50$ [mm] Anchura

$t_{wd} = 10$ [mm] Espesor

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial

$\gamma_C = 1,50$ Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

$L = 800$ [mm] Longitud de la cimentación

$B = 800$ [mm] Anchura de la cimentación

$H = 400$ [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase HA - 25

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

$t_g = 30$ [mm] Espesor de la capa de arena

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón

SOLDADURAS

$a_p = 5$ [mm] Placa principal del pie del pilar

CARGAS

Caso: Cálculos manuales.

$N_{j,Ed} = -2,26$ [kN] Esfuerzo axial

$V_{j,Ed,y} = -2,08$ [kN] Esfuerzo cortante

$V_{j,Ed,z} = -0,80$ [kN] Esfuerzo cortante

$M_{j,Ed,y} = 0,42$ [kN*m] Momento flector

$M_{j,Ed,z} = -0,89$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 29,72$ [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 44$ [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 96$ [mm] Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 208$ [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 199,11$ [cm²] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1747,11$ [cm²] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rdu} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$A_{c1} = 1747,11$ [cm²] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rdu} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 32,91$ [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$$A_{c,n} = 407,68 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de presión en compresión} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 199,11 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de presión en flexión My} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$A_{c,z} = 199,11 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de presión en flexión Mz} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 1341,80 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón a la presión en compresión} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 655,34 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón a la presión en flexión My} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,z} = 655,34 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón a la presión en flexión Mz} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$$CL = 1,00 \quad \text{Clase de sección} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = 119,50 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 32,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 106 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 310,02 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{pl,z} = 58,85 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 16,18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 104 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 155,76 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 1341,80 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del pié del pilar a la compresión axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 310,02 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 155,76 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad [6.2.8.3]$$

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{'Area efectivo del tornillo} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]}$ 'Area efectivo del tornillo [Tabla 3.4]

$f_{ub} = 1000,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia del material del tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$\beta = 0,85$ coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 149,94 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura [Tabla 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 670,00 \text{ [MPa]}$ Límite de plasticidad del material del tornillo CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 136,79 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 136,79 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia característica del hormigón a la compresión EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$f_{ctd} = 1,20 \text{ [MPa]}$ Resistencia de cálculo a la tracción EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_1 = 1,00$ Coef. dependiente da las condiciones del hormigonado y de la adherencia EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\eta_2 = 1,00$ Coef. dependiente del diámetro del anclaje EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2,69 \text{ [MPa]}$ Adherencia admisible de cálculo EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 250 \text{ [mm]}$ Longitud eficaz del tornillo de anclaje EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 42,30 \text{ [kN]}$ Resistencia de cálculo para el arrancamiento EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$h_{ef} = 227 \text{ [mm]}$ Longitud eficaz del tornillo de anclaje CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 127,97 \text{ [kN]}$ Resistencia característica del anclaje CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 680 \text{ [mm]}$ Anchura crítica del cono de hormigón CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 340 \text{ [mm]}$ Distancia crítica al borde de la cimentación CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 6880,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área máxima del cono CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 127,97$	[kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 6400,00$	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,93$		Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.4]
$c = 310$	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,97$		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 53,65$	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ROTURA DEL BETÓN

$h_{ef} = 250$	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 148,23$	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 500$	[mm]	Anchura crítica del cono de hormigón	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 250$	[mm]	Distancia crítica al borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 4216,00$	[cm ²]	Área máxima del cono	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 4216,00$	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.5]
$c = 250$	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,86$ Coef. dependiente de la altura de la cimentación CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 59,14$ [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 42,30$ [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLACA DE BASE

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 110$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 110$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2 [6.2.6.5]

$m = 29$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 4,73$ [kN*m] Resistencia plástica de la losa para el modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 4,73$ [kN*m] Resistencia plástica de la losa para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 651,94$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 191,88$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 84,61$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 84,61$ [kN] Resistencia de la losa en tracción [6.2.4]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 130$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 130$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2 [6.2.6.5]

$m = 29$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 5,59$ [kN*m] Resistencia plástica de la losa para el modo 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 5,59$ [kN*m] Resistencia plástica de la losa para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 770,47$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 1 [6.2.4]

$l_{eff,1} = 130$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1 [6.2.6.5]

$F_{T,2,Rd} = 218,22$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 84,61$ [kN] Resistencia de la losa para el modo 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 84,61$ [kN] Resistencia de la losa en tracción [6.2.4]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 84,61$ [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 84,61$ [kN] Resistencia de la cimentación en la zona traccionada [6.2.8.3]

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	verificado	(0,00)
---------------------------------------	---------------	------------	--------

$e_y = 186$ [mm] Ecentricidad de la fuerza axial [6.2.8.3]

$z_{c,y} = 53$ [mm] Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,y} = 90$ [mm] Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 16,93$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,02 < 1,00$	verificado	(0,02)
-------------------------------------------	---------------	------------	--------

$e_z = 394$ [mm] Ecentricidad de la fuerza axial [6.2.8.3]

$z_{c,z} = 52$ [mm] Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$z_{t,z} = 60$ [mm] Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 10,91$ [kN*m] Resistencia de la unión a la flexión [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,08 < 1,00$	verificado	(0,08)
-------------------------------------------	---------------	------------	--------

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,11 < 1,00$	verificado	(0,11)
--------------------------------------------------------------	---------------	------------	--------

CIZALLAMIENTO

PRESIÓN DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLACA DE BASE

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,76$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,76$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$\alpha_{d,y} = 0,76$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 310,61$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,61$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,61$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 248,48$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 3,14$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,77$ [kN*m] Resistencia característica del anclaje a la flexión CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 45$ [mm] Longitud del brazo de palanca CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 28,39$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} = 115,89$ [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dependiente de la longitud de anclaje CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 107,31$ [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN**Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$**

$$V_{Rk,c,y}^0 = 441,21 \text{ [kN]} \text{ Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,48 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,08 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,88 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 93,17 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 384,12 \text{ [kN]} \text{ Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,63 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,05 \quad \text{Coef. dependiente del espesor de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,92 \quad \text{Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 108,13 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 2,26 \text{ [kN]} \text{ Fuerza de compresión} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 0,68 \text{ [kN]} \text{ Resistencia al deslizamiento} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 114,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,02)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 114,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,03)$$

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLACA DE BASE

$$\sigma_{\perp} = 16,88 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión normal en la soldadura} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 16,88 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente perpendicular} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = -0,89 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -0,82 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,06)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,09)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 96 \quad [\text{mm}] \quad \text{Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 208 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$$

$$k_{13,y} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidez del hormigón comprimido} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$l_{eff} = 110 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 29 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 30 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidez de la placa de base en tracción} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$L_b = 235 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad [\text{Tabla 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,26		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	7590,79	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$	RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	13	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$l_{eff} =$	130	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	29	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	35	[mm]	Coef. de rigidez de la placa de base en tracción	[Tabla 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	[Tabla 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,43		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	4158,60	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[6.3.1.(4)]
$\lambda_{0,z} \leq 0.5$	RÍGIDA			[5.2.2.5.(2)]

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

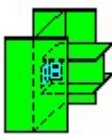
CIMENTACIÓN - ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

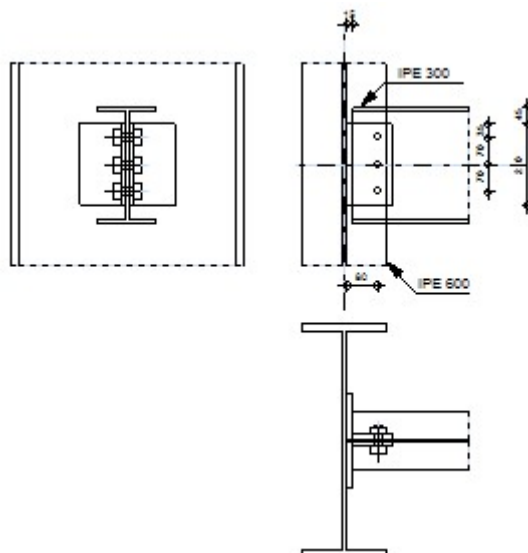
NOTAS

Radio de curvatura del anclaje demasiado pequeño.	45 [mm] < 60 [mm]
Segmento L4 del anclaje encurvado demasiado pequeño.	50 [mm] < 100 [mm]

Unión conforme con la Norma	Relación	0,11
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012</p> <p>Cálculos de la sección viga - pilar (alma)</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Relación 0,17</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------



GENERAL

Unión N.º: 24

Nombre de la unión: IPE300-IPE600-A

Nudo de la estructura: 19

Barras de la estructura: 530, 32

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 530

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación

$h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar

$t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

$t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $r_c = 24$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar
 $A_c = 155,98$ [cm²] Área de la sección del pilar
 $I_{yc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar
 Material: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uc} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

VIGA

Perfil: IPE 300

Barra N.º: 32

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_b = 300$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_b = 150$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wb} = 7$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fb} = 11$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_b = 15$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección de la viga
 $A_b = 53,81$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{yb} = 8356,11$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{ub} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

ANGULAR

Perfil: CAE 120x12

$h_k = 120$ [mm] Altura de la sección del angular
 $b_k = 120$ [mm] Anchura de la sección del angular
 $t_{fk} = 12$ [mm] Espesor del ala de la sección del angular
 $r_k = 13$ [mm] Radio de arrendondeado del alma de la sección angular
 $l_k = 210$ [mm] Longitud del angular
 Material: S 275

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Resistencia de cálculo
 $f_{uk} = 410,00$ [MPa] Resistencia a la tracción

TORNILLOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

Clase = 10.9 Clase del tornillo
 $d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo
 $d_0 = 22$ [mm] Diámetro del furo para el tornillo
 $A_s = 2,45$ [cm²] Area de la sección eficaz del tornillo
 $A_v = 3,14$ [cm²] Area de la sección del tornillo
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia a la tracción
 $k = 1$ Número de columnas de tornillos
 $w = 3$ Número de líneas de tornillos
 $e_1 = 35$ [mm] Nivel del primer tornillo
 $p_1 = 70$ [mm] Distancia vertical

SOLDADURAS

$a_{ca} = 6$ [mm] Soldaduras de ángulo uniendo el angular con el pilar

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [2.2]

CARGAS

Ca 719: ACC:SEI/72=1*1.00+324*1.00+326*1.00+325*0.30+15*0.30+332...
 so: (1+324+326)*1.00+(325+15)*0.30+(332+317+330+315)*-1.00

$N_{b,Ed} = 50,41$ [kN] Esfuerzo axil
 $V_{b,Ed} = 3,66$ [kN] Esfuerzo cortante
 $M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] Momento flector

RESULTADOS

TORNILLOS DE LA UNIÓN ANGULAR-VIGA

RESISTENCIA DE TORNILLOS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [kN] Resistencia al cizallamiento del cilindro del tornillo

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Presión del tornillo hacia la viga

Dirección x

$k_{1x} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,98$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,98 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1x} = 114,68$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,81$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,81 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd1z} = 94,39$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Presión del tornillo hacia el angular

Dirección x

$k_{1x} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bx} = 0,61$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,61 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2x} = 238,55$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Dirección z

$k_{1z} = 2,50$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **verificado**

$\alpha_{bz} = 0,53$ Coeficiente para el cálculo de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ **verificado**

$F_{b,Rd2z} = 208,73$ [kN] Resistencia de un tornillo a la presión $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ESFUERZOS SOLICITANDO LOS TORNILLOS EN LA ANGULAR - VIGA**Corte de los tornillos**

$e = 86$ [mm] Distancia entre el centro de gravedad del grupo de tornillos y el centro del alma del pilar

$M_0 = 0,31$ [kN*m] Momento flector real

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$$

$F_{Nx} = 16,8$ [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto de la fuerza longitudinal

$$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$$

$F_{Vz} = 1,22$ [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del cortante

$$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$$

$F_{Mx} = 2,24$ [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección x

$$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Esfuerzo componente en el tornillo debido al impacto del momento para la dirección z

$$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 19,05$ [kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 1,22$ [kN] Esfuerzo total de cálculo en el tornillo en la dirección z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Rdx} = 114,68$ [kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección X

$$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 94,39$ [kN] Resistencia de cálculo eficaz del tornillo en la dirección Z

$$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 19,05 < 114,68$	verificado	(0,17)
---------------------------	--------------------	------------	--------

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1,22 < 94,39$	verificado	(0,01)
---------------------------	------------------	------------	--------

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN RESPECTO LA RUPTURA DE TIPO BLOQUE**ANGULAR**

$A_{nt} = 3,48$ [cm²] Área de la zona traccionada neta de la sección

$A_{nv} = 14,40$ [cm²] Área de la zona cizallada de la sección

$V_{effRd} = 285,70$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos

$$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1,83 < 285,70$	verificado	(0,01)
-----------------------------------	-------------------	------------	--------

VIGA

$$A_{nt} = 3,83 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de la zona traccionada neta de la sección}$$

$$A_{nv} = 11,71 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de la zona cizallada de la sección}$$

$$V_{effRd} = 248,8 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección debilitada por huecos}$$

$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |3,66| < 248,88 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

SOLDADURAS DE ÁNGULO UNIENDO EL ANGULAR CON EL PILAR

$$A_s = 27,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de las soldaduras}$$

$$I_0 = 2582,9 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia polar de las soldaduras}$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto de la fuerza longitudinal}$$

$$\tau_{Fx} = N_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Fz} = 0,68 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto de la fuerza transversal}$$

$$\tau_{Fz} = V_{b,Ed} / A_s$$

$$\tau_{Mx} = 0,66 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión componente debida al impacto del momento respecto a la dirección x}$$

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 0,78 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión resultante debida al impacto del momento respecto a la dirección z}$$

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot x_i / I_0$$

$$\sigma_N = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión debida a la fuerza axial}$$

$$\sigma_N = 0.5 \cdot N_{b,Ed} / A_s$$

$$\sigma_M = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión de flexión}$$

$$\sigma_M = 0.5 \cdot M_{b,Ed} / W_s$$

$$\sigma = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación}$$

$$[\text{Tabla 4.1}]$$

$$f_{vw,d} = 222,79 \text{ [MPa]}$$

$$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + (\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]} \leq f_{vw,d} \quad 0,95 < 222,79 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

Unión conforme con la Norma

Relación 0,17

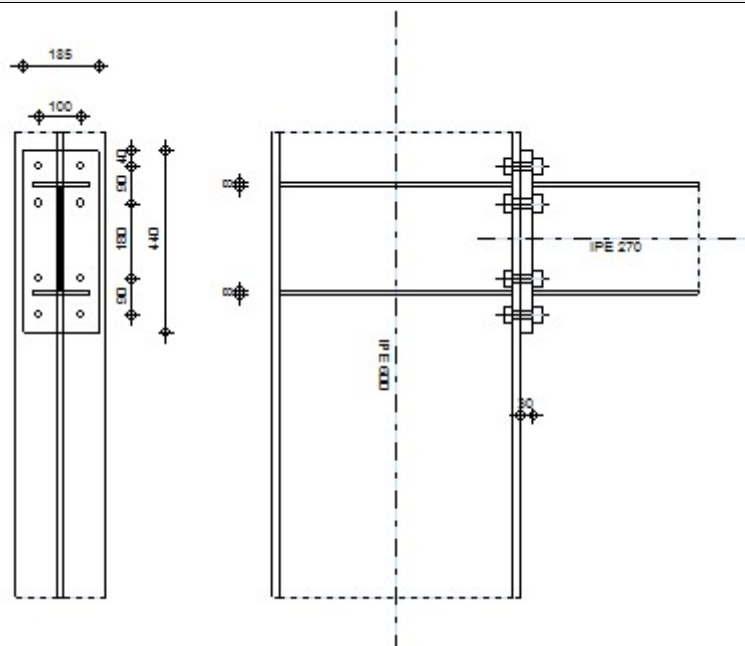
Comprobación de uniones



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012

Cálculo del empotramiento Viga - Columna

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Relación
0,21

GENERAL

Unión N.º: 28

Nombre de la unión: IPE270-IPE600-R

Nudo de la estructura: 403

Barras de la estructura: 134, 425

GEOMETRÍA

PILAR

Perfil: IPE 600

Barra N.º: 134

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_c = 600$ [mm] Altura de la sección del pilar

$\alpha = -90,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $b_{fc} = 220$ [mm] Anchura de la sección del pilar
 $t_{wc} = 12$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar
 $t_{fc} = 19$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar
 $r_c = 24$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar
 $A_c = 155,98$ [cm²] Area de la sección del pilar
 $I_{xc} = 92083,40$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar
 Material: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

VIGA

Perfil: IPE 270

Barra N.º: 425

$\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación
 $h_b = 270$ [mm] Altura de la sección de la viga
 $b_f = 135$ [mm] Anchura de la sección de la viga
 $t_{wb} = 7$ [mm] Espesor del alma de la sección de la viga
 $t_{fb} = 10$ [mm] Espesor del ala de la sección de la viga
 $r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $r_b = 15$ [mm] Radio del arredondeado de la sección de la viga
 $A_b = 45,94$ [cm²] Área de la sección de la viga
 $I_{xb} = 5789,78$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección de la viga
 Material: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Resistencia

TORNILLOS

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo
 Clase = 10.9 Clase del tornillo
 $F_{tRd} = 176,40$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción
 $n_h = 2$ Número de columnas de tornillos
 $n_v = 4$ Número de líneas de tornillos

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo

$h_1 = 40$ [mm] Distancia entre el primer tornillo y el borde vertical de la chapa de tope

Distancia horizontal $e_i = 100$ [mm]

Distancia vertical $p_i = 90; 180; 90$ [mm]

CHAPA

$h_p = 440$ [mm] Altura de la losa

$b_p = 185$ [mm] Anchura de la losa

$t_p = 30$ [mm] Espesor de la losa

Material: S 275

$f_{yp} = 275,00$ [MPa] Resistencia

RIGIDIZADOR DEL PILAR

Superior

$h_{su} = 562$ [mm] Altura del rigidizador

$b_{su} = 104$ [mm] Anchura del rigidizador

$t_{hu} = 8$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

Inferior

$h_{sd} = 562$ [mm] Altura del rigidizador

$b_{sd} = 104$ [mm] Anchura del rigidizador

$t_{hd} = 8$ [mm] Espesor del rigidizador

Material: S 275

$f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 5$ [mm] Soldadura del alma

$a_f = 8$ [mm] Soldadura del ala

$a_s = 5$ [mm] Soldadura del rigidizador

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial	[2.2]

CARGAS

Estado límite último

Cas 450: $ELU/118 = 1 \cdot 1.35 + 324 \cdot 1.35 + 326 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 49 \cdot 0.75$
 o: $(1 + 324 + 326) \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.05 + 328 \cdot 1.50 + 49 \cdot 0.75$

$M_{b1,Ed} =$	27,80	[kN*m]	Momento flector en la viga derecha
$V_{b1,Ed} =$	-39,20	[kN]	Esfuerzo cortante en la viga derecha
$N_{b1,Ed} =$	35,31	[kN]	Esfuerzo axial en la viga derecha
$M_{c1,Ed} =$	17,44	[kN*m]	Momento flector en el pilar inferior
$V_{c1,Ed} =$	-7,00	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar inferior
$N_{c1,Ed} =$	-137,71	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar inferior
$M_{c2,Ed} =$	45,24	[kN*m]	Momento flector en el pilar superior
$V_{c2,Ed} =$	-28,30	[kN]	Esfuerzo cortante en el pilar superior
$N_{c2,Ed} =$	-98,51	[kN]	Esfuerzo axial en el pilar superior

RESULTADOS

RESISTENCIAS DE LA VIGA

TRACCIÓN

$A_b =$	45,94	[cm ²]	Área de sección	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	1263,49	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección a la tracción	EN1993-1-1:[6.2.3]

CIZALLAMIENTO

$A_{vb} =$	22,14	[cm ²]	Área en cizallamiento	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	351,49	[kN]	Resistencia de cálculo de la sección al cortante	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)
----------------------------------	-------------	------------	--------

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$$W_{plb} = 484,03 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 133,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLACA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$$W_{pl} = 484,03 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 133,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$$M_{cb,Rd} = 133,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 260 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 512,35 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

RESISTENCIAS DEL PILAR**PANEL DEL ALMA EN CORTANTE**

$$M_{b1,Ed} = 27,80 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga derecha} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector en la viga izquierda} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = -7,00 \text{ [kN]} \quad \text{Cortante en el pilar inferior} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = -28,30 \text{ [kN]} \quad \text{Cortante en el pilar superior} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 260 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de palanca} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 96,33 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el panel del alma} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del alma del pilar en cortante} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 262 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de los rigidizadores} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 5,46 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del ala del pilar en flexión} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 0,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal superior en flexión} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 0,97 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica del rigidizador transversal inferior en flexión} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1246,29 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del panel del alma del pilar en cortante} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,08)$$

ALMA EN FLEXIÓN TRANSVERSAL - NIVEL DEL ALA INFERIOR DE LA VIGA

Presión:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Espesor eficaz del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 308 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura eficaz del alma en compresión} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 83,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área en cizallamiento} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,89 \quad \text{Coeficiente de reducción para la interacción con el cortante} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 18,94 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión de compresión máxima en el alma} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coeficiente de reducción dependiente de las tensiones de compresión} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 16,64 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área del rigidizador del alma} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1365,21 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Pandeo:

$$d_{wc} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Altura del alma comprimida} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,12 \quad \text{Esbeltez del elemento de tipo losa} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,73 \quad \text{Coeficiente de reducción en pandeo} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7,87 \quad \text{Esbeltez del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coeficiente de pandeo del rigidizador} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1124,21 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Resistencia final:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1124,21 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del alma del pilar} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA UNIÓN

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - ALA DEL PILAR

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	25	–	60	–	90	156	192	156	192	168	150	150	150
2	25	–	60	–	180	156	192	156	192	258	195	195	195
3	25	–	60	–	180	156	213	156	213	258	215	215	215
4	25	–	60	–	110	156	178	156	178	188	146	146	146

LONGITUDES EFICACES Y PARÁMETROS - PLACA DE TOPE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	41	31	43	40	90	182	93	93	93	–	–	–	–
2	41	–	43	–	180	258	254	254	254	309	236	236	236
3	41	–	43	–	180	258	217	217	217	309	199	199	199
4	41	41	43	40	110	214	93	93	93	–	–	–	–

m – Distancia entre le tornillo y el alma

m_x – Distancia entre le tornillo y el ala

e – Distancia entre el tornillo y el borde exterior

e_x – Distancia entre el tornillo y el borde exterior horizontal

p – Distancia entre tornillos

l_{eff,cp} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc} – Longitud eficaz para un tornillo en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

l_{eff,2} – Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

l_{eff,cp,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo circular de destrucción

l_{eff,nc,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos en el modo no circular de destrucción

l_{eff,1,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 1

l_{eff,2,g} – Longitud eficaz para un grupo de tornillos para el modo 2

RESISTENCIA DE LA UNIÓN EN TRACCIÓN

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 352,41$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$

$N_{j,Rd} = 1263,49$ [kN] Resistencia de la unión en tracción [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	verificado	(0,03)
---------------------------------	---------------	------------	--------

RESISTENCIA DE LA UNIÓN A LA FLEXIÓN

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Resistencia de tornillo a la tracción [Tabla 3.4]

$B_{p,Rd} = 352,41$ [kN] Resistencia del tornillo al punzonamiento / cizallamiento [Tabla 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – resistencia del ala del pilar en flexión

$F_{t,wc,Rd}$ – resistencia del alma del pilar en tracción

$F_{t,ep,Rd}$ – resistencia de la placa doblada en flexión

$F_{t,wb,Rd}$ – resistencia del alma en compresión

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t1,Rd,comp}$	Componente
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352,80	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(1)} = 498,34$	498,34	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Placa de tope - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704,82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta = 1246,29$	1246,29	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} = 1124,21$	1124,21	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} = 512,35$	512,35	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Fórmula	$F_{t2,Rd,comp}$	Componente
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	159,55	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(2)} = 498,34$	498,34	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Placa de tope - tracción

F_{t2,Rd,comp} - Fórmula	F_{t2,Rd,comp}	Componente
$F_{t,wb,Rd(2)} = 461,31$	461 , 31	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1246,29 - 352,80$	893 , 49	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1124,21 - 352,80$	771 , 41	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 512,35 - 352,80$	159 , 55	Ala de la viga - compresión

RESISTENCIA DE LA LÍNEA DE TORNILLOS NÚMERO 3

F_{t3,Rd,comp} - Fórmula	F_{t3,Rd,comp}	Componente
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0 , 00	Resistencia de la línea de tornillos
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352 , 80	Ala del pilar - tracción
$F_{t,wc,Rd(3)} = 498,34$	498 , 34	Alma del pilar - tracción
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352 , 80	Placa de tope - tracción
$F_{t,wb,Rd(3)} = 394,40$	394 , 40	Alma de la viga - tracción
$B_{p,Rd} = 704,82$	704 , 82	Tornillo al arrastramiento de la cabeza
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1246,29 - 512,35$	733 , 94	Panel del alma - cortante
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1124,21 - 512,35$	611 , 85	Alma del pilar - compresión
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 512,35 - 512,35$	0 , 00	Ala de la viga - compresión
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 159,55$	546 , 05	Ala del pilar - tracción - grupo
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1124,88 - 159,55$	965 , 32	Alma del pilar - tracción - grupo
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 705,60 - 159,55$	546 , 05	Placa de tope - tracción - grupo
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 788,01 - 159,55$	628 , 46	Alma de la viga - tracción - grupo

Los demás tornillos están inactivos (no transfieren cargas) ya que la resistencia de un componente de la unión está agotada o los tornillos están debajo del centro de rotación.

TABLA RACAPITULATIVA DE ESFUERZOS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	305	352 , 80	352 , 80	498 , 34	352 , 80	–	352 , 80	704 , 82
2	215	159 , 55	352 , 80	498 , 34	352 , 80	461 , 31	352 , 80	704 , 82
3	35	–	352 , 80	498 , 34	352 , 80	394 , 40	352 , 80	704 , 82
4	–55	–	352 , 80	498 , 34	315 , 74	–	352 , 80	704 , 82

Resistencia de la unión a la flexión $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 141,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,20)$$

RESISTENCIA DE LA UNIÓN AL CORTANTE

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coeficiente para el cálculo de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,98 \quad \text{Coeficiente de reducción para las uniones largas} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 148,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo a la tracción} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 311,60 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo intermedio a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 298,18 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de un tornillo extremo a la presión} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352,80	8,83	352,80	69,15	77,98	250,17
2	352,80	8,83	159,55	31,27	40,10	272,95
3	352,80	8,83	352,80	0,00	8,83	291,76
4	352,80	8,83	352,80	0,00	8,83	291,76

$F_{tj,Rd,N}$ – Resistencia de la fila de tornillos en tracción simple

$F_{tj,Ed,N}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido a la fuerza axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Resistencia de la fila de tornillos en flexión simple

$F_{tj,Ed,M}$ – Esfuerzo en la línea de tornillos debido al momento

$F_{tj,Ed}$ – Esfuerzo de tracción máximo en una línea de tornillo

$F_{vj,Rd}$ – Resistencia reducida de la línea de tornillos

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1106,64 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad [\text{Tabla 3.4}]$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verificado	(0,04)
---------------------------------	---------------	------------	--------

RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$A_w =$	61,70	[cm ²]	Área de superficie de todas las soldaduras	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	39,74	[cm ²]	Área de superficie de las soldaduras horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	21,96	[cm ²]	Área de superficie de las soldaduras verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	7705,65	[cm ⁴]	Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} =$	41,19	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	33,74	[MPa]	Tensiones en la soldadura vertical	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	-17,85	[MPa]	Tensión tangente	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,85		Coeficiente de correlación	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	82,37 < 385,88	verificado	(0,21)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$	74,22 < 385,88	verificado	(0,19)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	41,19 < 295,20	verificado	(0,14)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$t_{wash} =$	4	[mm]	Espesor de la arandela	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Altura de la cabeza del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Altura de la rosca del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	74	[mm]	Longitud del tornillo	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coeficiente de rigidez de los tornillos	[6.3.2.(1)]

RIGIDEZ DE LAS LÍNEAS DE TORNILLOS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Suma	8,44	212,94
1	305	2	61	76	2	4,58	139,58
2	215	2	63	83	2	3,33	71,48
3	35	2	63	70	2	0,54	1,88

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$z_{eq} = 252$ [mm] Brazo de fuerzas equivalente [6.3.3.1.(3)]

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$k_{eq} = 3$ [mm] Coeficiente de rigidez equivalente del sistema de tornillos [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 83,78$ [cm²] Área en cizallamiento EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Parámetro de la transformación [5.3.(7)]

$z = 252$ [mm] Brazo de palanca [6.2.5]

$k_1 = 13$ [mm] Coeficiente de rigidez del panel del alma del pilar [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coeficiente de rigidez del alma comprimida del pilar [6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$$
 [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 35345,27$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coeficiente de rigidez de la unión [6.3.1.(6)]

$$S_j = S_{j,ini} / \mu$$
 [6.3.1.(4)]

$S_j = 35345,27$ [kN*m] Rigidez final en rotación [6.3.1.(4)]

Clase de la unión respecto a la rigidez.

$S_{j,rig} = 14964,35$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 935,27$ [kN*m] Rigidez de la unión articulada [5.2.2.5]


$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RÍGIDA

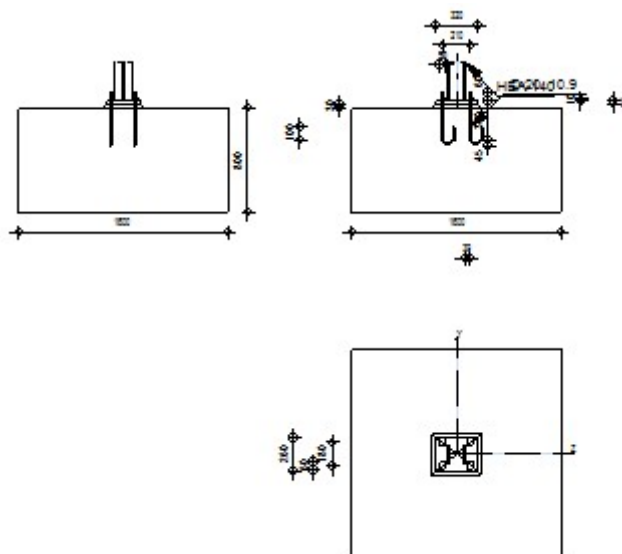
COMPONENTE MÁS DÉBIL:

SOLDADURAS

Unión conforme con la Norma	Relación	0,21
------------------------------------	----------	------

Comprobación de uniones

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012 Cálculo de la base de columna empotrada	
-------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings on concreteRelación
0,95**GENERAL**

Unión N.º: 26

Nombre de la unión: PLACA DE ANCLAJE HEA140

Nudo de la estructura: 570

Barras de la estructura: 686

GEOMETRÍA**PILAR**

Perfil: HEA 140

Barra N.º: 686

 $L_c = 2,93$ [m] Longitud del pilar $\alpha = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_c = 133$ [mm] Altura de la sección del pilar $b_{fc} = 140$ [mm] Anchura de la sección del pilar $t_{wc} = 6$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar $t_{fc} = 9$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar $r_c = 12$ [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar $A_c = 31,42$ [cm²] Area de la sección del pilar

$L_c = 2,93$ [m] Longitud del pilar

$I_{yc} = 1033,13$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Resistencia

$f_{uc} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} = 320$ [mm] Longitud

$b_{pd} = 260$ [mm] Anchura

$t_{pd} = 25$ [mm] Espesor

Material: S 275

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Resistencia

$f_{upd} = 410,00$ [MPa] Límite de resistencia del material

ANCLAJE

Clase = 10.9 Clase de anclajes

$f_{yb} = 670,00$ [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

$d = 20$ [mm] Diámetro del tornillo

$A_b = 2,45$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo

$n_H = 2$ Número de columnas de tornillos

$n_V = 2$ Número de líneas de tornillos

Distancia horizontal $e_{Hi} = 210$ [mm]

Distancia vertical $e_{Vi} = 180$ [mm]

Dimensiones de los anclajes

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 300$ [mm]

$L_3 = 90$ [mm]

$L_4 = 100$ [mm]

Plaqueta

$l_{wd} = 50$ [mm] Longitud

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longitud
$b_{wd} =$	60	[mm]	Anchura
$t_{wd} =$	10	[mm]	Espesor

COEFICIENTES DE MATERIAL

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coeficiente de seguridad parcial
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coeficiente de seguridad parcial
$\gamma_C =$	1,50	Coeficiente de seguridad parcial

CIMENTACIÓN

$L =$	1600	[mm]	Longitud de la cimentación
$B =$	1600	[mm]	Anchura de la cimentación
$H =$	800	[mm]	Altura de la cimentación

Hormigón

Clase HA - 25

$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
------------	-------	-------	--------------------------------------------

Capa de arena

$t_g =$	30	[mm]	Espesor de la capa de arena
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Resistencia característica a la compresión
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón

SOLDADURAS

$a_p =$	6	[mm]	Placa principal del pie del pilar
---------	---	------	-----------------------------------

CARGAS

Caso: Cálculos manuales.

$N_{j,Ed} =$	8,10	[kN]	Esfuerzo axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,57	[kN]	Esfuerzo cortante
$V_{j,Ed,z} =$	-9,70	[kN]	Esfuerzo cortante
$M_{j,Ed,y} =$	14,53	[kN*m]	Momento flector
$M_{j,Ed,z} =$	-0,54	[kN*m]	Momento flector

RESULTADOS

ZONA COMPRIMIDA

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 33,33$ [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 41$ [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 91$ [mm] Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 223$ [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 203,78$ [cm²] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1834,02$ [cm²] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$A_{c1} = 1834,02$ [cm²] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 33,33$ [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 203,78$ [cm²] Área de presión en flexión My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 203,78$ [cm²] Área de presión en flexión Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,y} = 679,27$ [kN] Resistencia del hormigón a la presión en flexión My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 679,27$ [kN] Resistencia del hormigón a la presión en flexión Mz [6.2.8.3.(1)]

ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$CL = 1,00$ Clase de sección EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 173,51$ [cm³] Coeficiente plástico de la sección EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 47,71$ [kN*m] Resistencia de cálculo de la sección en flexión EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 125$ [mm] Distancia entre los centros de gravedad de las alas [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 383,25$ [kN] Resistencia del ala comprimida y del alma [6.2.6.7.(1)]

$$W_{pl,z} = 84,85 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Coeficiente plástico de la sección} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 23,33 \text{ [kN*m]} \text{ Resistencia de cálculo de la sección en flexión} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 111 \text{ [mm]} \text{ Distancia entre los centros de gravedad de las alas} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 209,35 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del ala comprimida y del alma} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 383,25 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad \text{[6.2.8.3]}$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 209,35 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida} \quad \text{[6.2.8.3]}$$

ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ 'Area efectivo del tornillo} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$f_{ub} = 1000,00 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del material del tornillo a la tracción} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$\text{Beta} = 0,85 \text{ coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo} \quad \text{[3.6.1.(3)]}$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 149,94 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del tornillo a la ruptura} \quad \text{[Tabla 3.4]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \text{ Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 670,00 \text{ [MPa]} \text{ Límite de plasticidad del material del tornillo} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 136,79 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del tornillo a la ruptura} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 136,79 \text{ [kN]} \text{ Resistencia del tornillo a la ruptura}$$

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia característica del hormigón a la compresión} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,20 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia de cálculo a la tracción} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \text{ Coef. dependiente da las condiciones del hormigonado y de la adherencia} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \text{ Coef. dependiente del dámetro del anclaje} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,69 \text{ [MPa]} \quad \text{Adherencia admisible de cálculo} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 50,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$$h_{ef} = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 194,86 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 900 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura crítica del cono de hormigón} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia crítica al borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 11988,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área máxima del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 11988,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área real del cono} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 450 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia mínima entre el anclaje y el borde} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 90,21 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ROTURA DEL BETÓN

$$h_{ef} = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 194,86 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$N_{Rk,c}^0 = 194,86$	[kN]	Resistencia de cálculo para el arrancamiento	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 600$	[mm]	Anchura crítica del cono de hormigón	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 300$	[mm]	Distancia crítica al borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 6318,00$	[cm ²]	Área máxima del cono	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 6318,00$	[cm ²]	Área real del cono	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.2.5]
$c = 300$	[mm]	Distancia mínima entre el anclaje y el borde	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\psi_{h,N} = 1,20$		Coef. dependiente de la altura de la cimentación	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 108,25$	[kN]	Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón	CEB [9.2.5]

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 50,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del anclaje a la tracción}$$

FLEXIÓN DE LA PLACA DE BASE

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 130 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 130 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 43 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 5,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la losa para el modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 5,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la losa para el modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$l_{eff,1} = 130 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$F_{T,1,Rd} = 520,84 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 172,15 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa en tracción} \quad [6.2.4]$$

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 160 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 160 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 43 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 6,88 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la losa para el modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 6,88 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la losa para el modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 641,03 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 198,86 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa para el modo 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la losa en tracción} \quad [6.2.4]$$

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$$N_{j,Rd} = 203,06 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la cimentación en tracción axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la cimentación en la zona traccionada} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 101,53 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la cimentación en la zona traccionada} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,04)$$

$$e_y = 1794 \text{ [mm]} \quad \text{Ecentricidad de la fuerza axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 62 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 105 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 16,41 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión} \quad [6.2.8.3]$$

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,89 < 1,00$	verificado	(0,89)
$e_z = 67$ [mm]	Ecentricidad de la fuerza axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 56$ [mm]	Brazo de la fuerza $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 90$ [mm]	Brazo de la fuerza $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 7,78$ [kN*m]	Resistencia de la unión a la flexión		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,07 < 1,00$	verificado	(0,07)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,95 < 1,00$	verificado	(0,95)

CIZALLAMIENTO

PRESIÓN DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLACA DE BASE

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,61$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,61$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 248,48$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,83$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento [Tabla 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,83$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{1,vb,Rd}$ [Tabla 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento [Tabla 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 341,67$ [kN] Resistencia del tornillo de anclaje a la presión en la placa de base [6.2.2.(7)]

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{bv} = 3,14$ [cm²] 'Area efectivo del tornillo [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,50$ [kN*m] Resistencia característica del anclaje a la flexión CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 45$ [mm] Longitud del brazo de palanca CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 18,44$ [kN] Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo CEB [9.3.1]

RUPTURA DEL HOTRMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} = 194,86$ [kN] Resistencia de cálculo para el arrancamiento CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dependiente de la longitud de anclaje CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 180,42$ [kN] Resistencia del hormigón al efecto de palanca CEB [9.3.1]

DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 1380,8$ [kN] Resistencia característica del anclaje CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,49$ Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,10$ Coef. dependiente del espesor de la cimentación CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,90$ Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 308,81$ [kN] Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB [9.3.1]

Cizallamiento por el esfuerzo $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 1337,3$ [kN] Resistencia característica del anclaje CEB [9.3.4.(a)]

$V_{Rk,c,z} = 1337,3$ [kN]	Resistencia característica del anclaje	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,52$	Coef. dependiente de la distribución de los anclajes y de la distancia al borde	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,09$	Coef. dependiente del espesor de la cimentación	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coeficiente de seguridad parcial	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 319,62 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de rozamiento entre la placa de base y el hormigón	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN]	Fuerza de compresión	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Resistencia al deslizamiento	[6.2.2.(6)]

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 73,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 73,77 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,13)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{verificado} \quad (0,14)$$

SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLACA DE BASE

$\sigma_{\perp} = 57,59$ [MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 57,59$ [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	57,59	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	-0,17	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-6,97	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,20 < 1,00	verificado	(0,20)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	0,30 < 1,00	verificado	(0,30)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	0,22 < 1,00	verificado	(0,22)

RIGIDEZ DE LA UNIÓN

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	91	[mm]	Anchura eficaz de la zona de presión debajo de la tabla	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	223	[mm]	Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$				
$k_{13,y} =$	13	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$l_{eff} =$	130	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	43	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	11	[mm]	Coef. de rigidez de la placa de base en tracción	[Tabla 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longitud eficaz del tornillo de anclaje	[Tabla 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidez del anclaje en tracción	[Tabla 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,59		Esbeltez del pilar	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	3474,45	[kN*m]	Rigidez inicial en rotación	[Tabla 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	908,95	[kN*m]	Rigidez de la unión rígida	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RÍGIDA				[5.2.2.5.(2)]

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$				
$k_{13,z} =$	13	[mm]	Coef. de rigidez del hormigón comprimido	[Tabla 6.11]
$l_{eff} =$	160	[mm]	Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2	[6.2.6.5]
$m =$	43	[mm]	Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado	[6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot I_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 13$ [mm] Coef. de rigidez de la placa de base en tracción [Tabla 6.11]

$L_b = 235$ [mm] Longitud eficaz del tornillo de anclaje [Tabla 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción [Tabla 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,96$ Esbeltez del pilar [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 5048,99$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 1788,69$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RÍGIDA [5.2.2.5.(2)]

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

CIMENTACIÓN - ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

NOTAS

Radio de curvatura del anclaje demasiado pequeño. 45 [mm] < 60 [mm]

Unión conforme con la Norma

Relación $0,95$

A.6. COMPROBACIÓN DE CIMENTACIONES

A continuación pasamos a ver los listados de comprobación de la cimentación elaborados con el programa Cype, en la figura A1 podemos ver la numeración seguida en las comprobaciones.

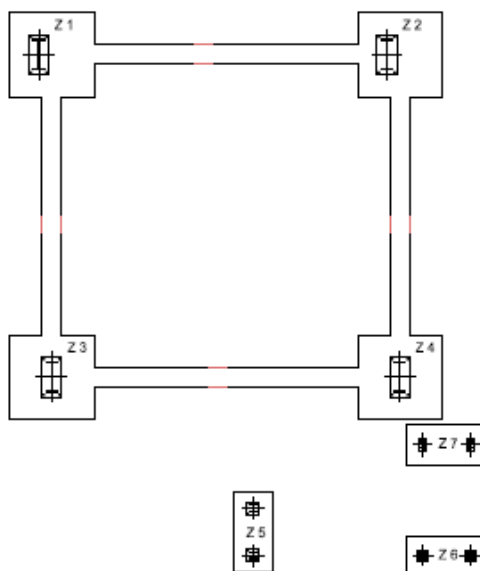


Figura A.1. Numeración de la cimentación

Referencia: (Z6)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0223668 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0476766 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1368.3 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 165.2 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.63	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 0.00 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 2.90 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 2.45 kN	Cumple

Referencia: (Z6)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 30.7 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 18 cm	
- N7:	Calculado: 33 cm	Cumple
- N8:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: - Armado inferior dirección Y: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.0019	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple

Referencia: (Z6)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: (Z5)		
Dimensiones: 80 x 160 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0552303 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.102711 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 252.9 %	Cumple

Referencia: (Z5)		
Dimensiones: 80 x 160 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 5819.6 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.12	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 6.99 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: -3.15 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 2.65 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 90.8 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 19 cm	
- N9:	Calculado: 33 cm	Cumple
- N10:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.0019	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple

Referencia: (Z5)		
Dimensiones: 80 x 160 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/15 Yi: Ø12c/15 Xs: Ø12c/15 Ys: Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 72 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 72 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.01 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.01 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z1		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.192276 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.227788 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1580.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 30522.6 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 6.98	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 102.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 46.38 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 60.92 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 453.5 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N1:	Mínimo: 35 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0007	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	

Referencia: Z1		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi: Ø12c/20 Yi: Ø12c/20 Xs: Ø12c/20 Ys: Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple

Referencia: Z1		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.15 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.07 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z3		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.192276 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.227788 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1580.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 30522.6 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 6.98	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 102.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 46.38 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 60.92 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 453.5 kN/m ²	Cumple

Referencia: Z3		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi: Ø12c/20 Yi: Ø12c/20 Xs: Ø12c/20 Ys: Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N3:	Mínimo: 35 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0007	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple

Referencia: Z3		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.15 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.07 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z4		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.192276 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.227788 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		

Referencia: Z4		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1580.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 30522.6 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 6.98	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 102.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 46.38 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 60.92 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 453.5 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N4:	Mínimo: 35 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0007	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple

Referencia: Z4		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi: Ø12c/20 Yi: Ø12c/20 Xs: Ø12c/20 Ys: Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.15 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.07 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple

Referencia: Z4		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Z2		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.192276 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.227788 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1580.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 30522.6 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 6.98	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 102.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 46.38 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 60.92 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 453.5 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N2:	Mínimo: 35 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple

Referencia: Z2		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi: Ø12c/20 Yi: Ø12c/20 Xs: Ø12c/20 Ys: Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0007	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 63 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 50 cm	Cumple

Referencia: Z2		
Dimensiones: 170 x 170 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20 Perimetral: 3 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 50 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 50 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.15 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.07 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: (Z7)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0222687 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0476766 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1366.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 164.9 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.63	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 0.00 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 2.81 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		

Referencia: (Z7)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Cortante: 2.75 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 35.3 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:	Mínimo: 23 cm	
- N5:	Calculado: 33 cm	Cumple
- N6:	Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0019	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: - Armado inferior dirección Y: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.0019	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	

Referencia: (Z7)		
Dimensiones: 160 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/15 Yi:Ø12c/15 Xs:Ø12c/15 Ys:Ø12c/15 Perimetral: 2 Ø12		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 30 cm	Cumple
Abertura de fisuras:	Máximo: 0.3 mm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0 mm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: [C1] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2 Ø16		
-Armadura inferior: 2 Ø16		
-Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple

Referencia: [C1] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: [C2] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 26.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 26.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	

Referencia: [C2] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: [C3] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 26.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 26.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: [C4] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Cumple

Referencia: [C4] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø16 -Armadura inferior: 2 Ø16 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 25.2 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Cálculo y diseño de torre de transferencia de mineral

ANEJO B

Planos de la obra

Titulación: Ingeniera Industrial

Intensificación: Estructuras

Alumno/a: José Tomás Ramírez Muñoz

Director/a/s: Concepción Díaz Gómez

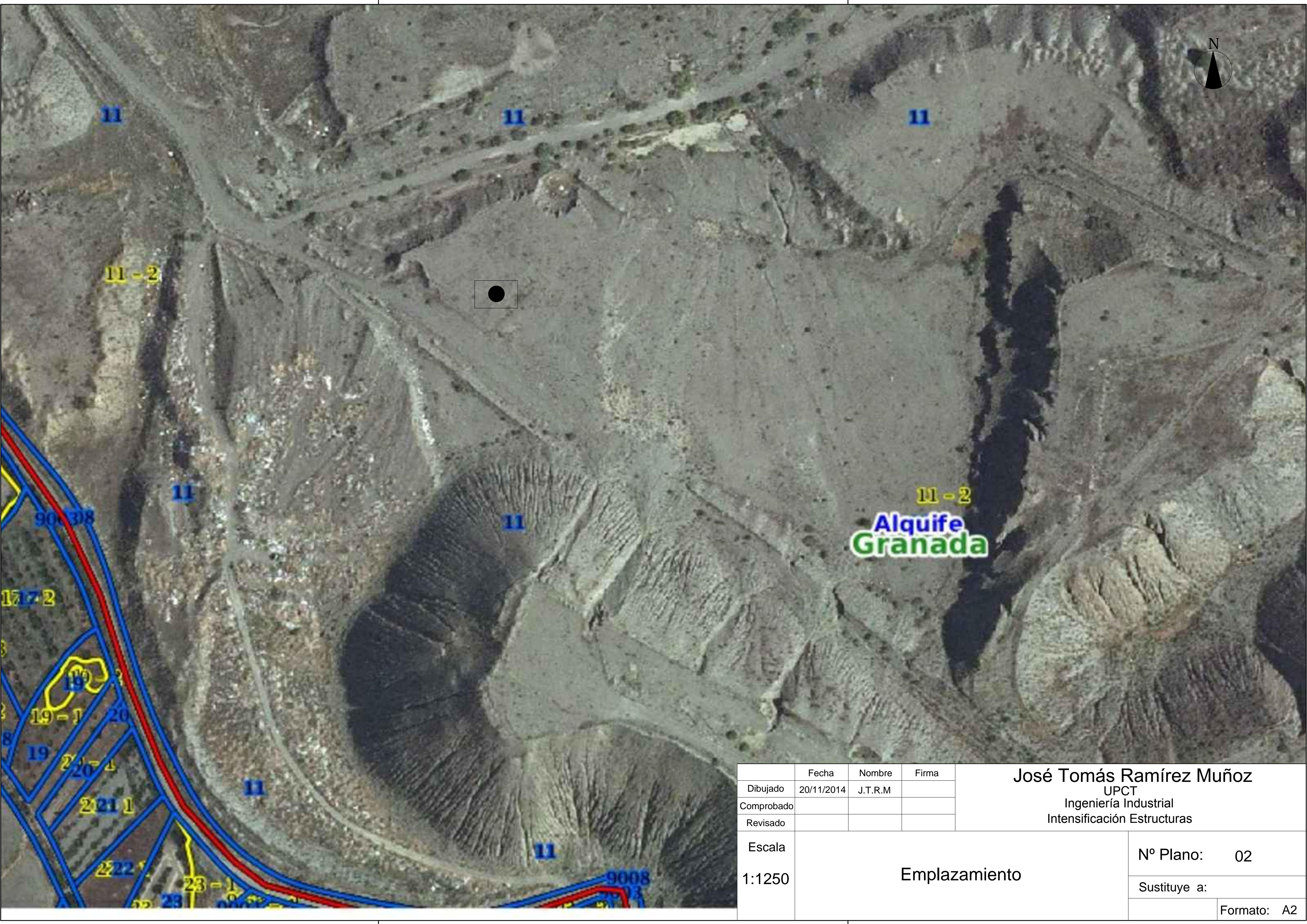
Co/Director: Sebastián Ginés Picó Vicente



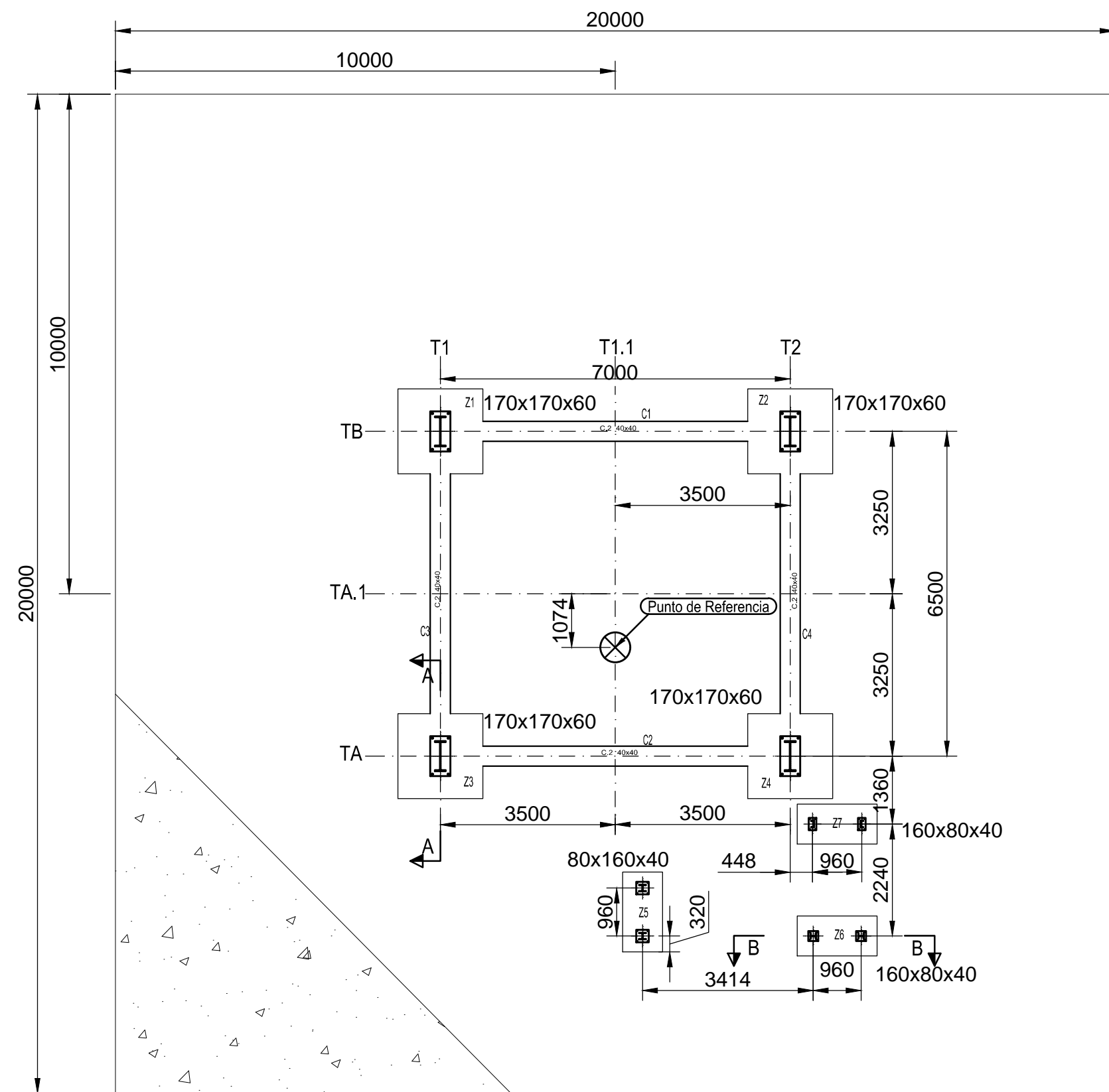
	Fecha	Nombre	Firma
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M	
Comprobado			
Revisado			

José Tomás Ramírez Muñoz
UPCT
Ingeniería Industrial
Intensificación Estructuras

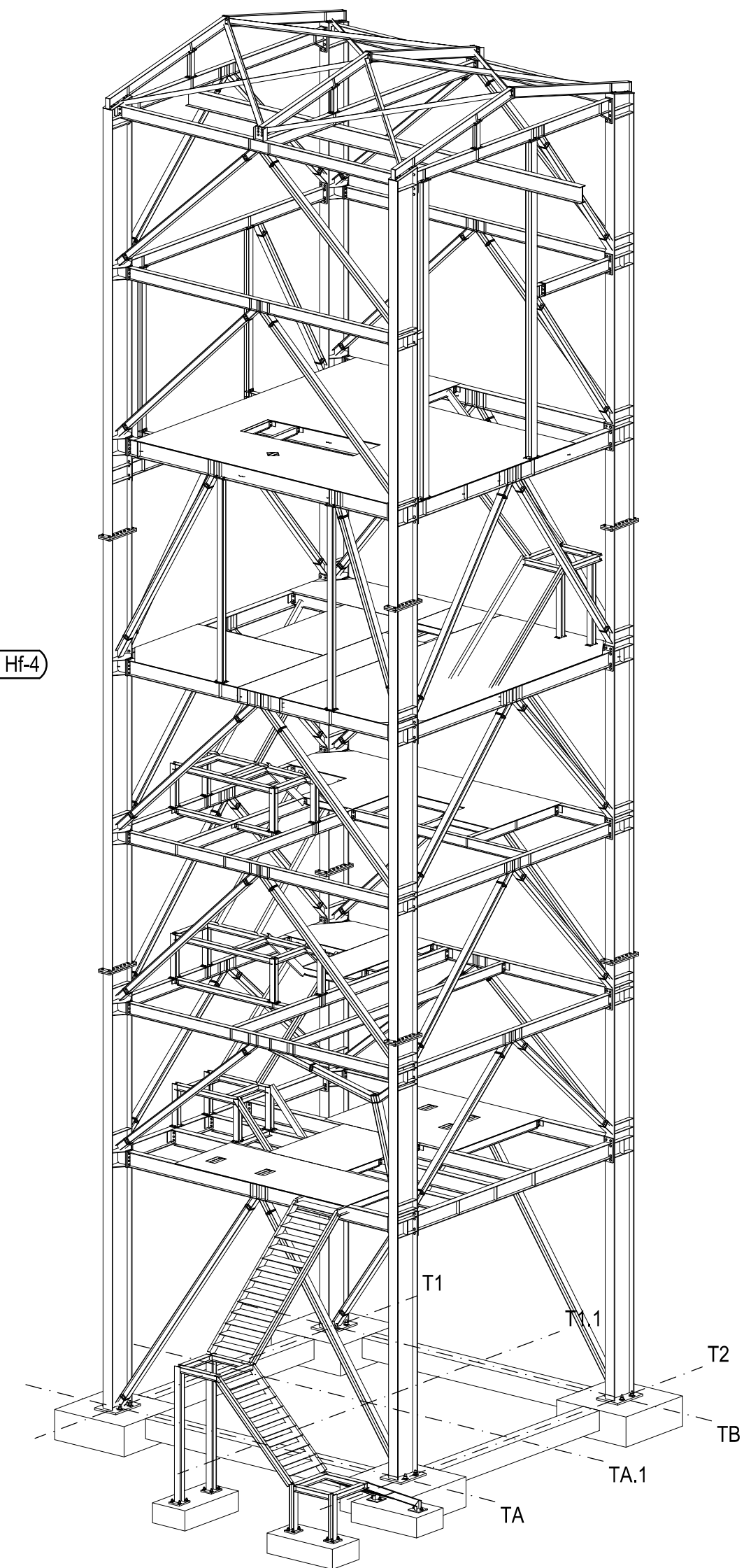
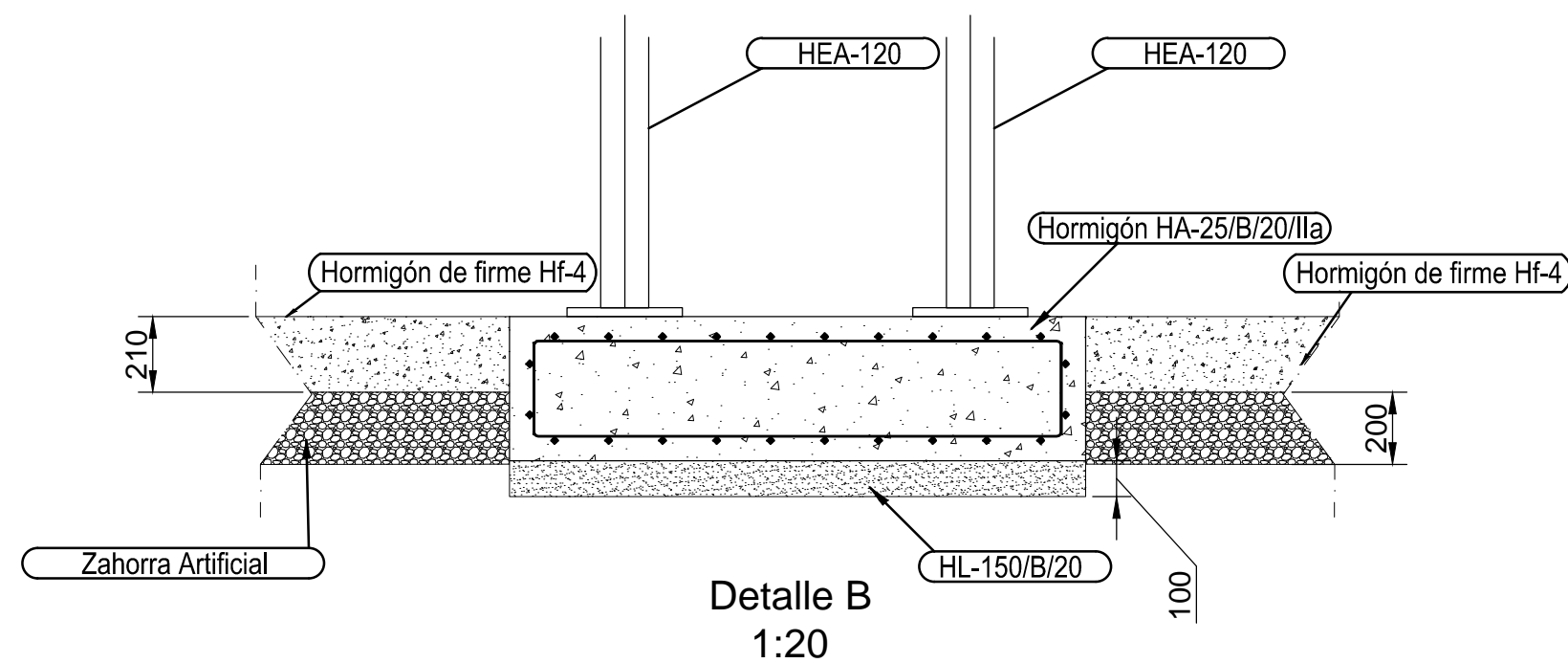
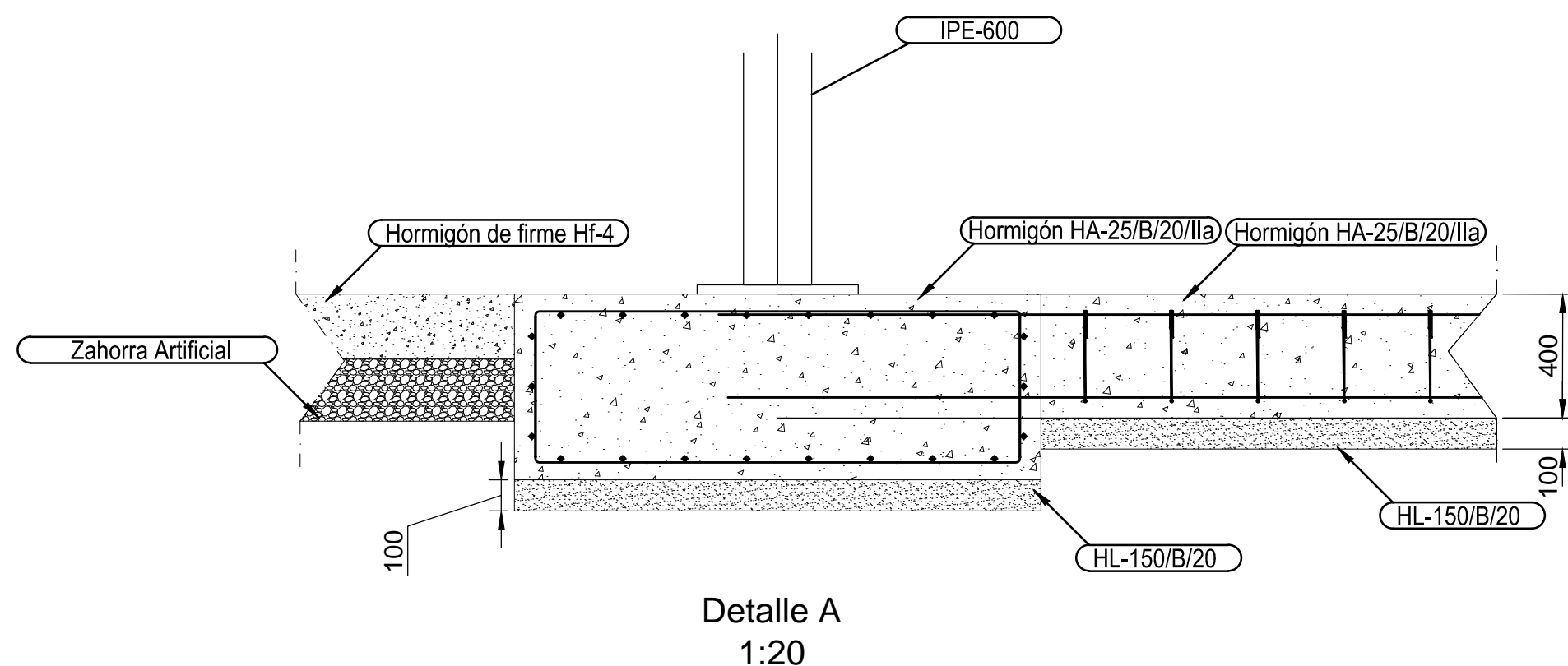
Escala 1:5000	Situación	Nº Plano: 01
		Sustituye a:
		Formato: A2



	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	Emplazamiento			Nº Plano: 02	
1:1250				Sustituye a:	
					Formato: A2

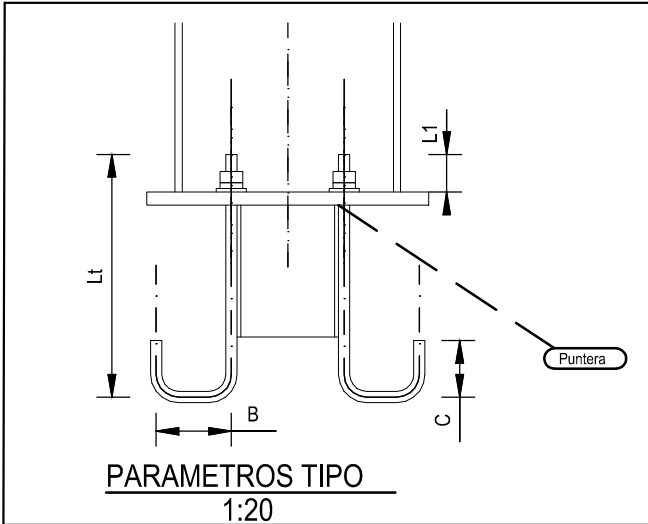
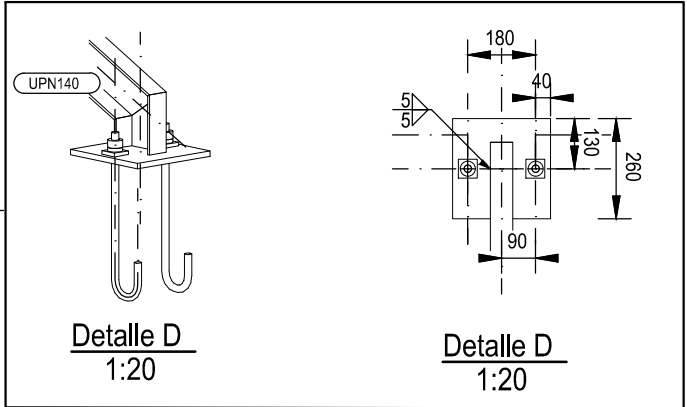
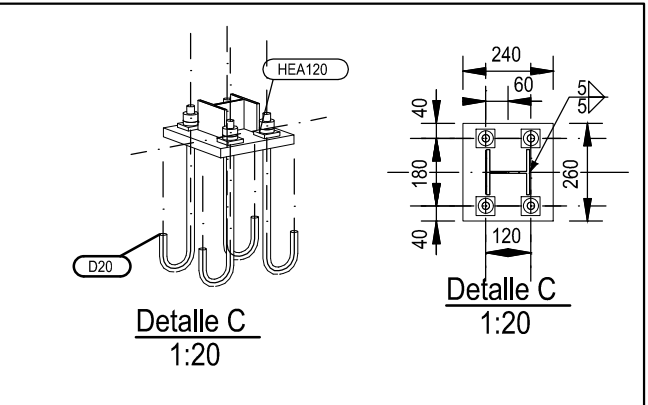
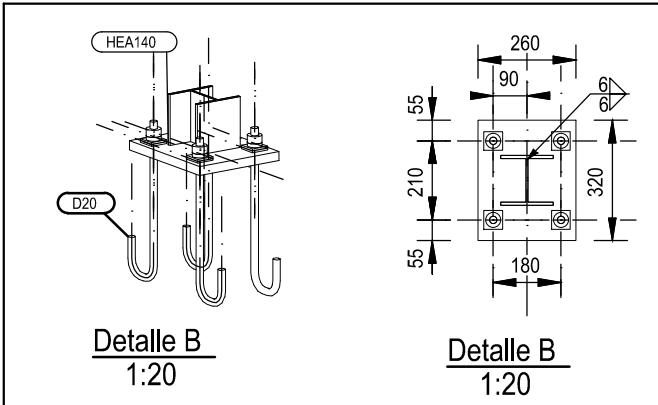
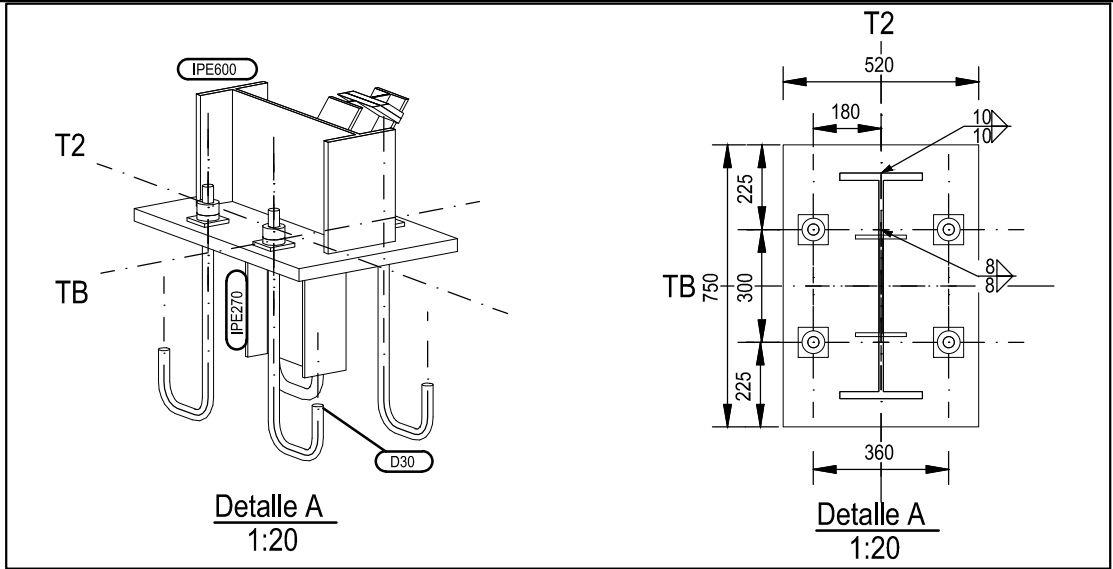
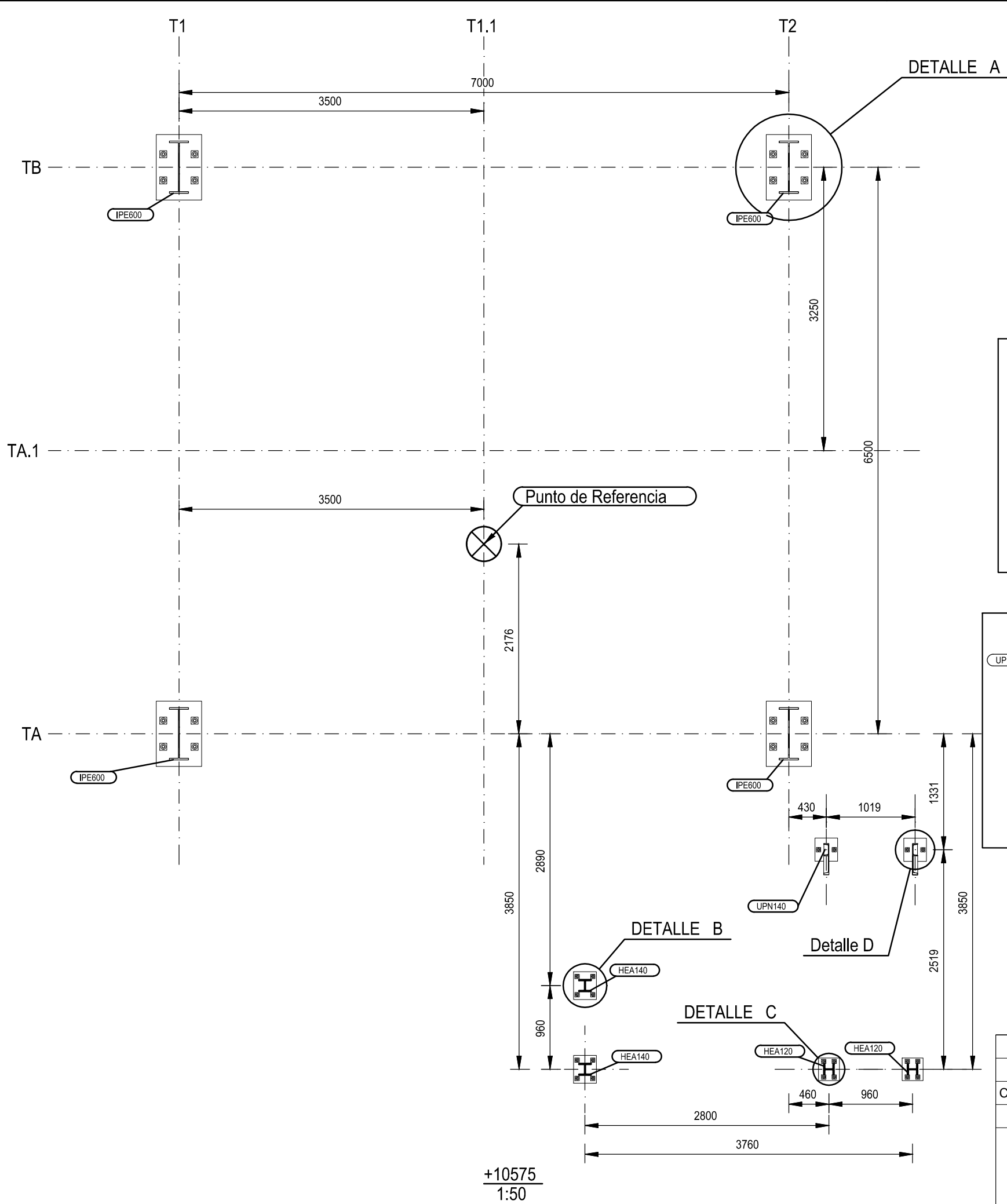


Explanada exterior compuesta por un firme rígido para tráfico pesado T32 sobre explanada E2, compuesto de, capa granular de 20 cm de espesor de zahorra artificial ZA25, compactada hasta conseguir un 98% de Proctor Modificado, y capa de 21 cm de espesor de HF-4,0, prefisurado con espaciamientos de 3 a 4 metros.



Estructura 3D
1:100

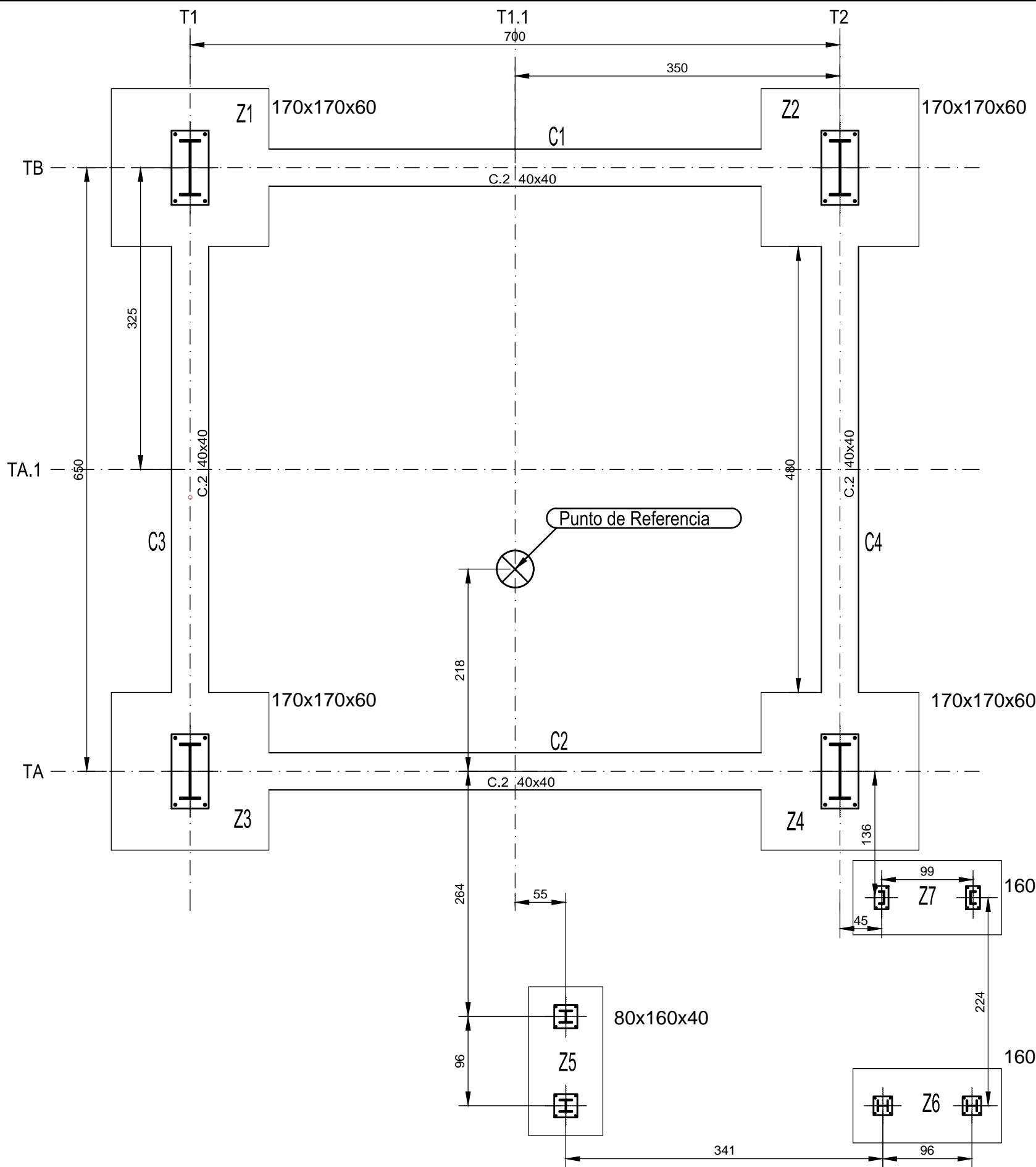
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	Explanada perimetral y detalles constructivos			Nº Plano: 03	
1:100				Sustituye a:	
				Formato: A2	



	PLACA	Ø	Lt	L1	B	C	MATERIAL PLACA	CALIDAD ANCLAJES	PUNTERA	Lp
DETALLE A	750x520x35	4x30	590	55	200	150	S275-JR	10.9	IPE-270	250
DETALLE B	320x260x25	4x20	365	40	90	50	S275-JR	10.9	--	
DETALLE C	260x220x25	4x20	365	40	90	50	S275-JR	10.9	--	
DETALLE D	260x260x15	2x20	365	40	90	50	S275-JR	10.9	--	

Se recomienda que los pernos de anclaje sean de acero B500SD manteniendo las características métricas

	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	REPLANTEO DE PLACAS				Nº Plano: 04
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3



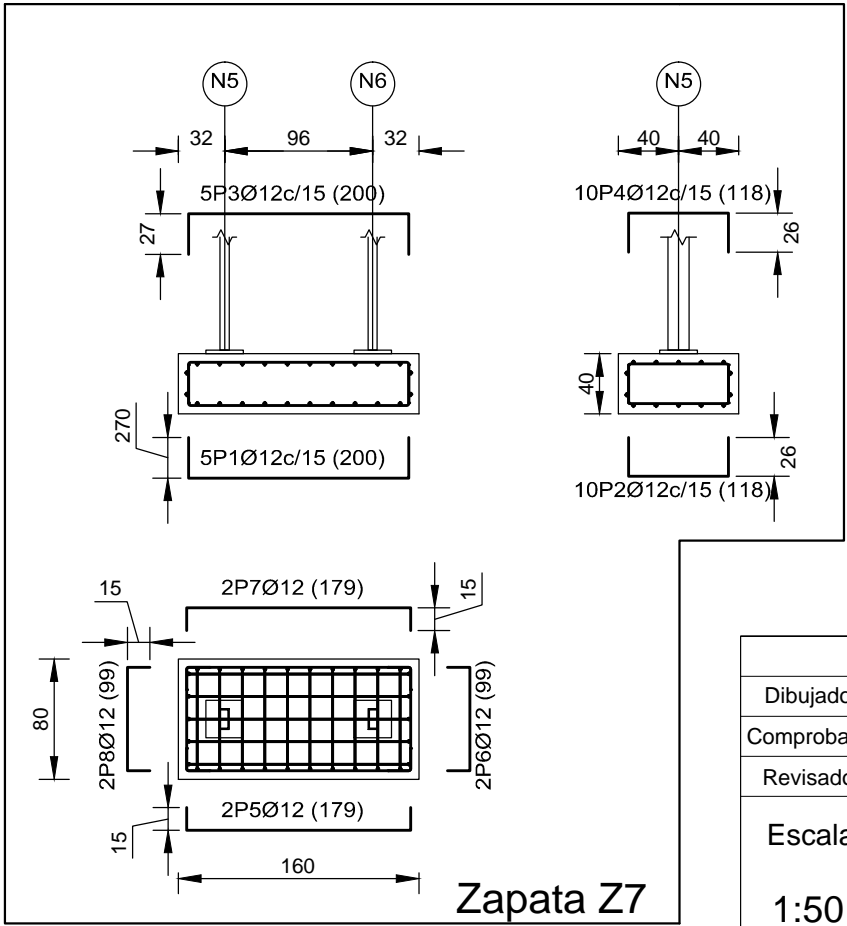
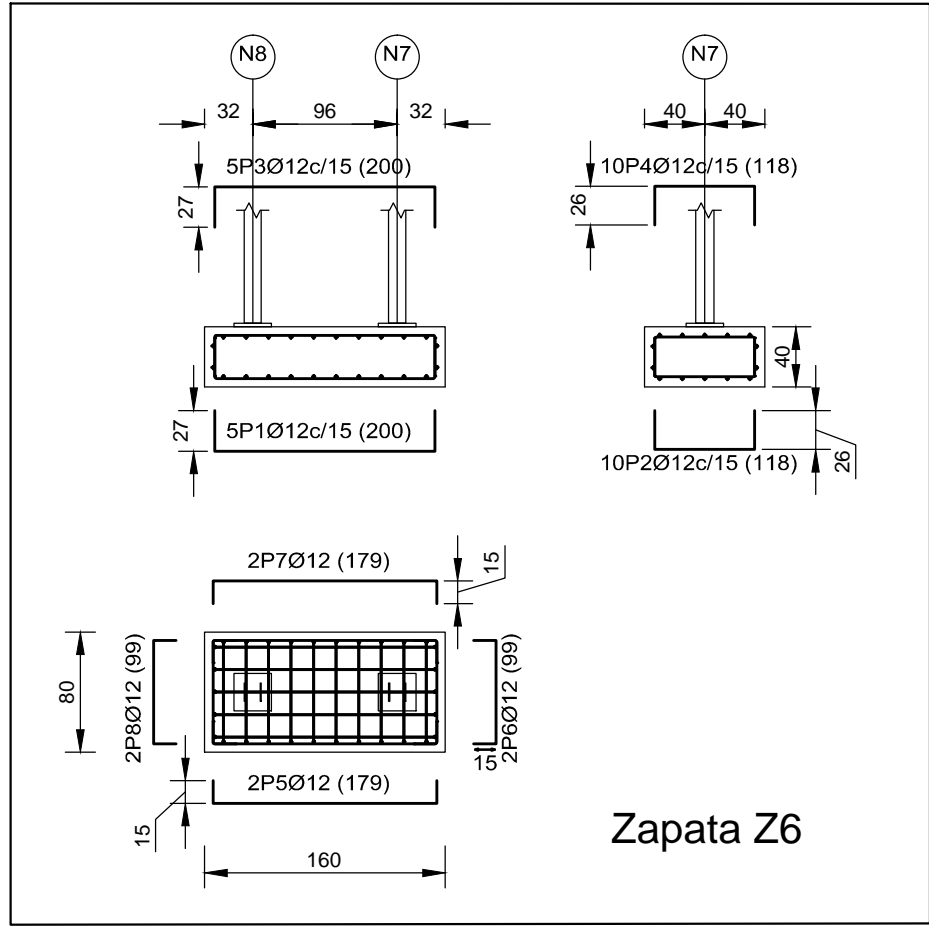
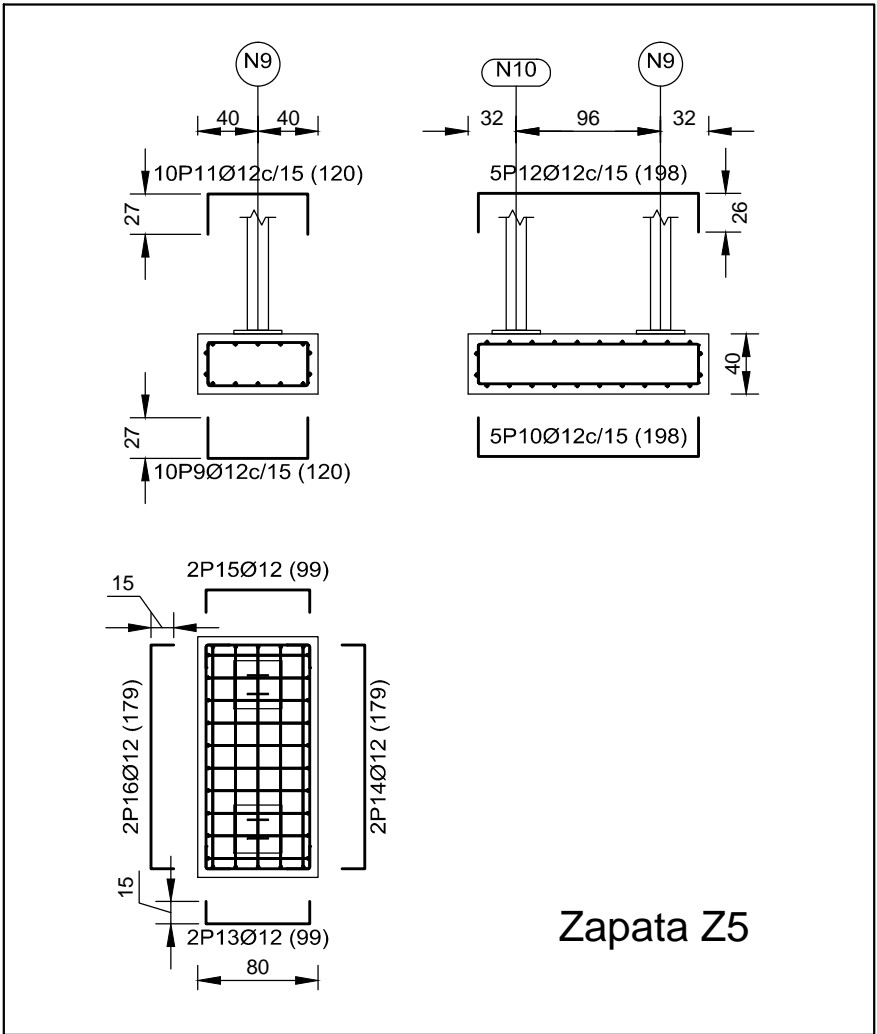
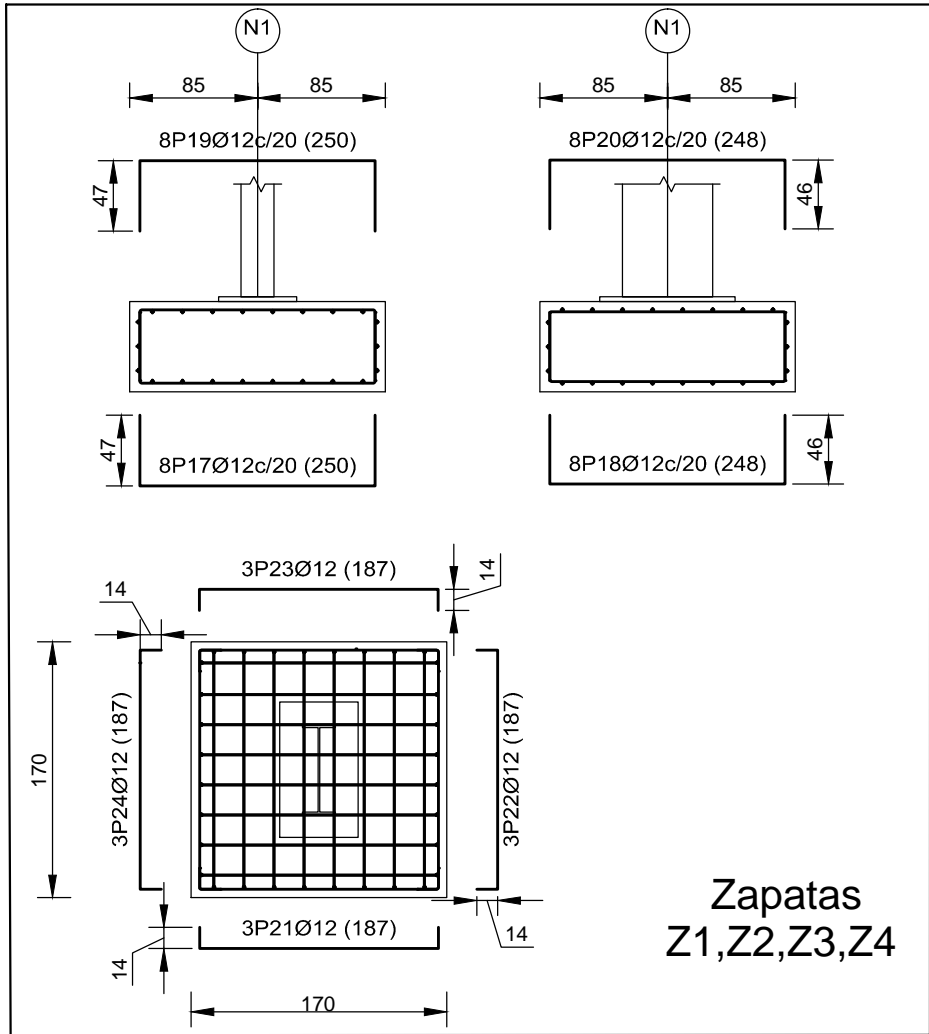
CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN							
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y	Armado perimetral
Z6	160x80	40	5Ø12c/15	10Ø12c/15	5Ø12c/15	10Ø12c/15	2 Ø12
Z5	80x160	40	10Ø12c/15	5Ø12c/15	10Ø12c/15	5Ø12c/15	2 Ø12
Z7	160x80	40	5Ø12c/15	10Ø12c/15	5Ø12c/15	10Ø12c/15	2 Ø12
Z1,Z2,Z3,Z4	170x170	60	8Ø12c/20	8Ø12c/20	8Ø12c/20	8Ø12c/20	3 Ø12

CUADRO DE VIGAS DE ATADO	
	C.2 Arm. sup.: 2 Ø16 Arm. inf.: 2 Ø16 Estribos: 1xØ8c/30

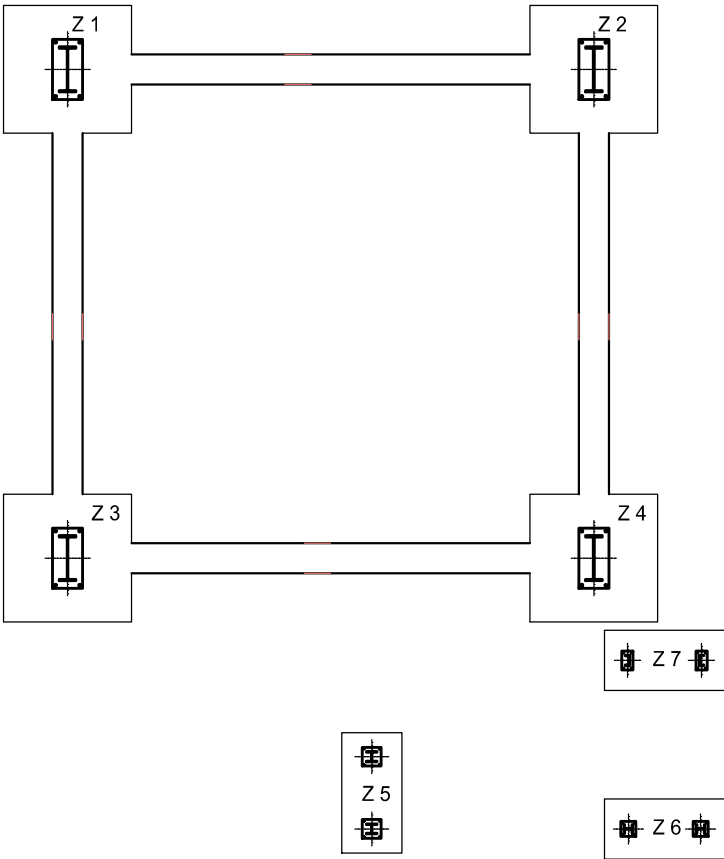
Resumen Acero		Long. total	Peso+10%	Total
Elemento, Viga y Placa de anclaje		(m)	(kg)	
B 500 SD, Ys=1.15	Ø8	95.8	42	798
	Ø12	572.8	559	
	Ø16	113.4	197	

Cota de cimentación +9525
Capa de 10 cm de hormigón de limpieza HL-15

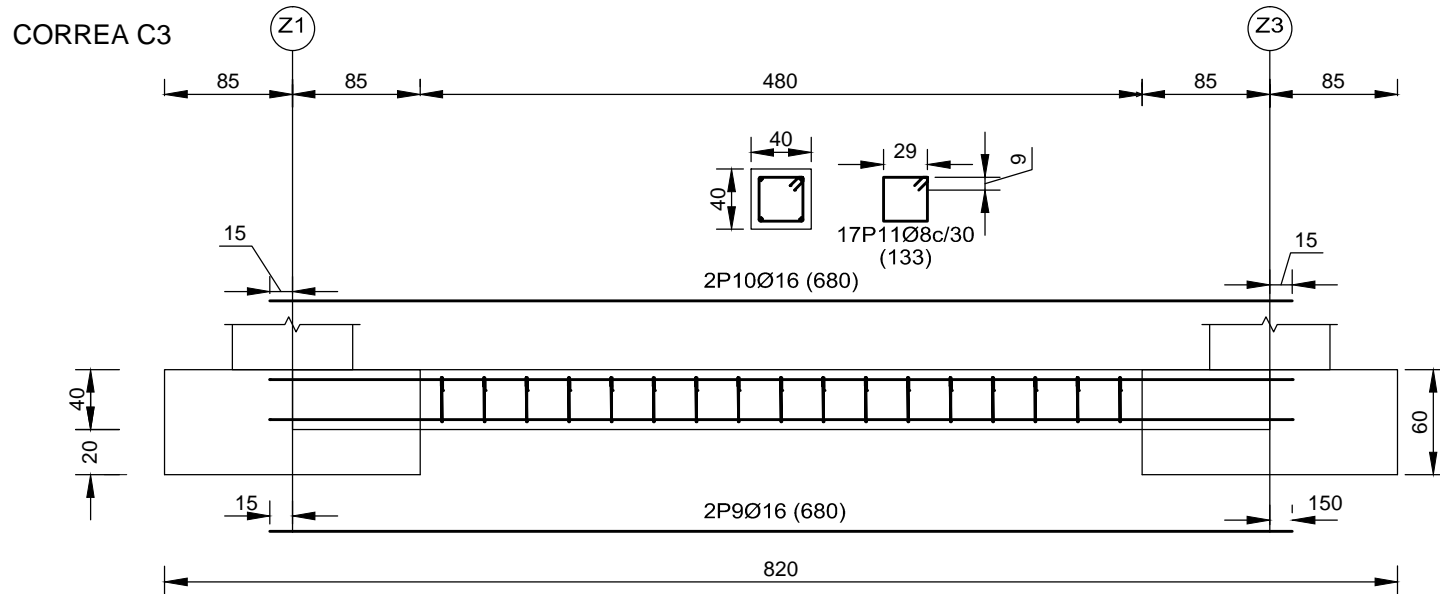
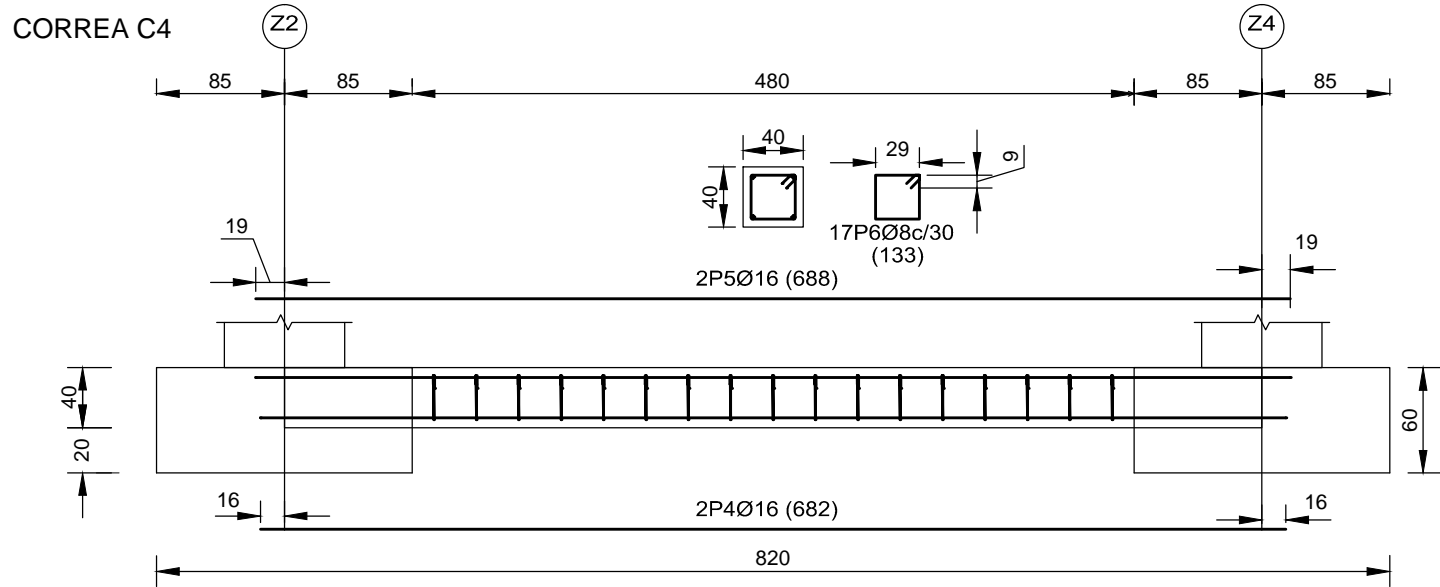
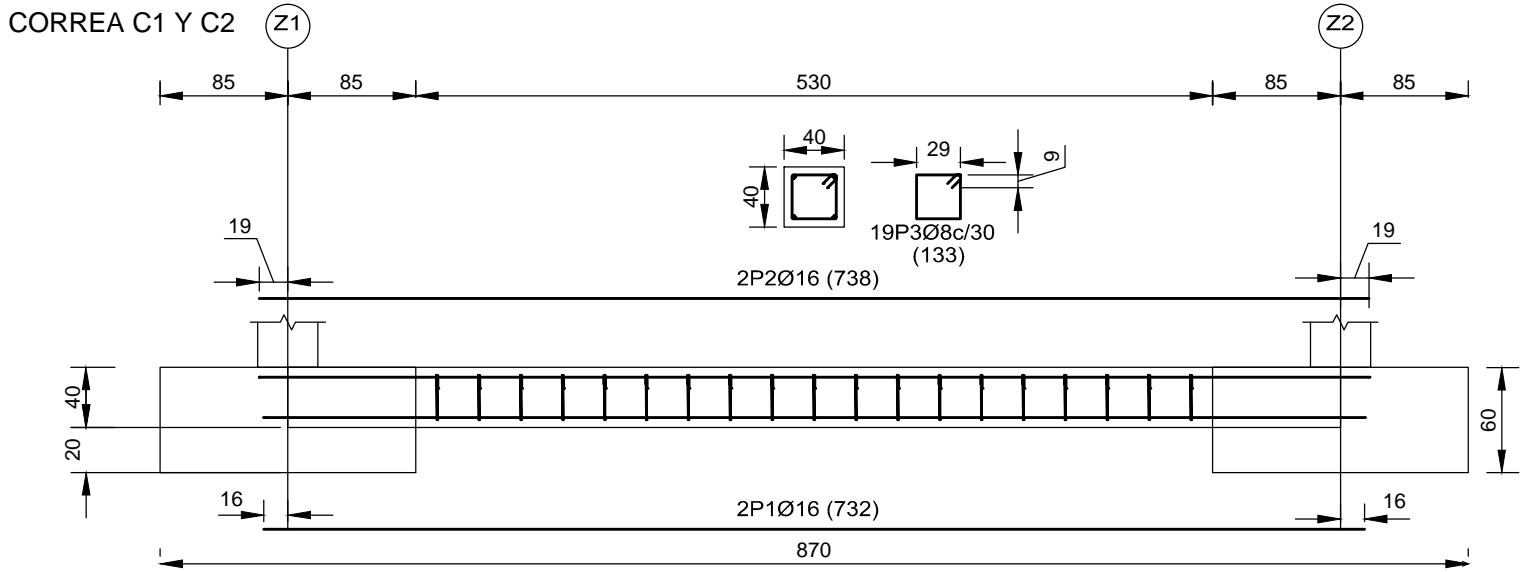
	Fecha	Nombre	Firma	<div>José Tomás Ramírez Muñoz</div> <div>UPCT</div> <div>Ingeniería Industrial</div> <div>Intensificación Estructuras</div>	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala					Nº Plano: 05
1:50	REPLANTEO DE CIMENTACIÓN				Sustituye a:
					Formato: A3



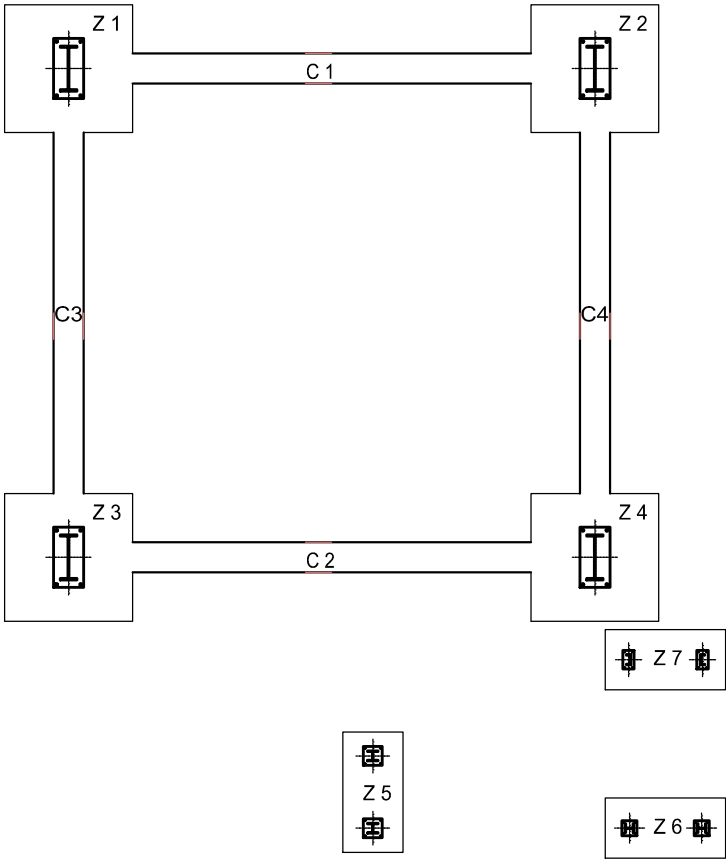
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 SD, Ys=1.1 (kg)
Zapata Z6	1	Ø12	5	27	146	27	200	1000	8.9
	2	Ø12	10	26	66	26	118	1180	10.5
	3	Ø12	5	27	146	27	200	1000	8.9
	4	Ø12	10	26	66	26	118	1180	10.5
	5	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
	6	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
	7	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
	8	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
Total+10%:									53.7
Zapata Z5	9	Ø12	10	27	66	27	120	1200	10.7
	10	Ø12	5	26	146	26	198	990	8.8
	11	Ø12	10	27	66	27	120	1200	10.7
	12	Ø12	5	26	146	26	198	990	8.8
	13	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
	14	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
	15	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
	16	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
Total+10%:									53.9
Zapatas Z1,Z2,Z3,Z4	17	Ø12	8	47	156	47	250	2000	17.8
	18	Ø12	8	46	156	46	248	1984	17.6
	19	Ø12	8	47	156	47	250	2000	17.8
	20	Ø12	8	46	156	46	248	1984	17.6
	21	Ø12	3	14	159	14	187	561	5.0
	22	Ø12	3	14	159	14	187	561	5.0
	23	Ø12	3	14	159	14	187	561	5.0
	24	Ø12	3	14	159	14	187	561	5.0
Total+10%:									99.9
(x4):									399.6
Zapata Z7	1	Ø12	5	27	146	27	200	1000	8.9
	2	Ø12	10	26	66	26	118	1180	10.5
	3	Ø12	5	27	146	27	200	1000	8.9
	4	Ø12	10	26	66	26	118	1180	10.5
	5	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
	6	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
	7	Ø12	2	15	149	15	179	358	3.2
	8	Ø12	2	15	69	15	99	198	1.8
Total+10%:									53.7
Ø12:									560.9
Total:									560.9



	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras			
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M					
Comprobado							
Revisado							
Escala				CIMENTACIÓN			
1:50							
				Nº Plano:	06		
				Sustituye a:			
				Formato:	A3		

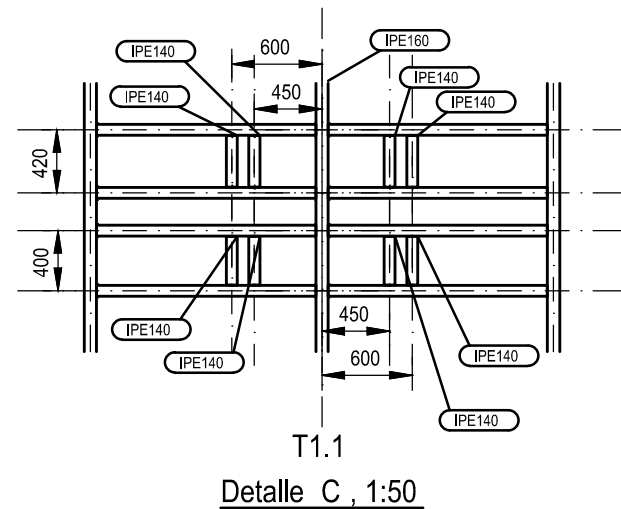
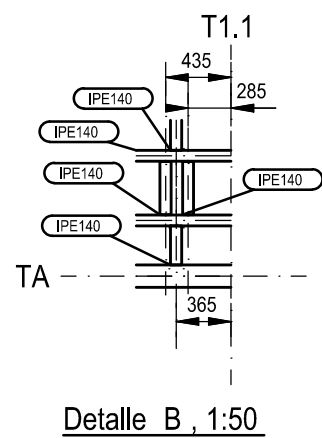
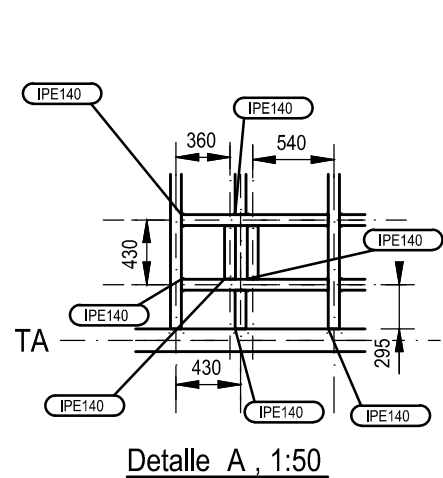
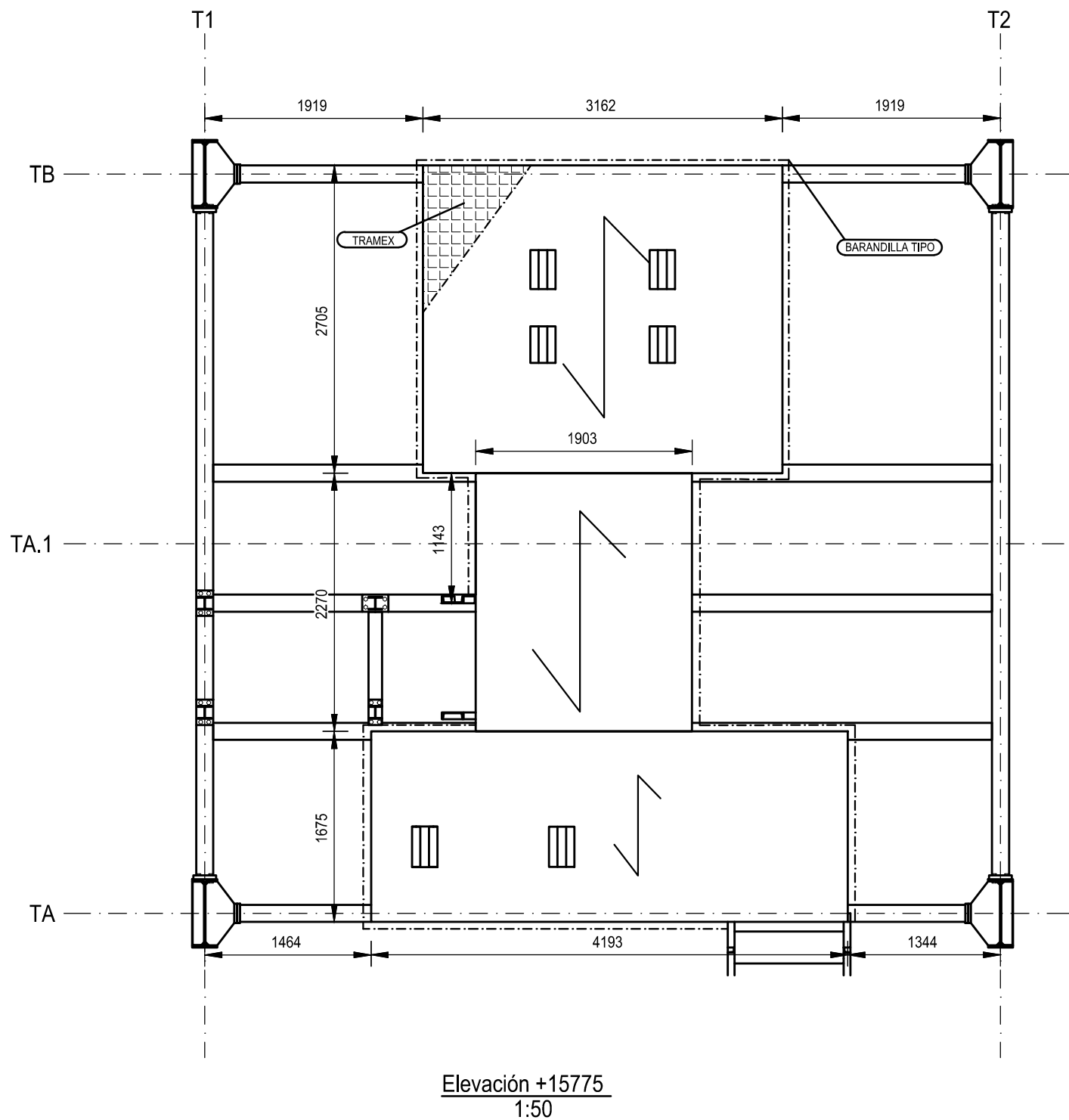
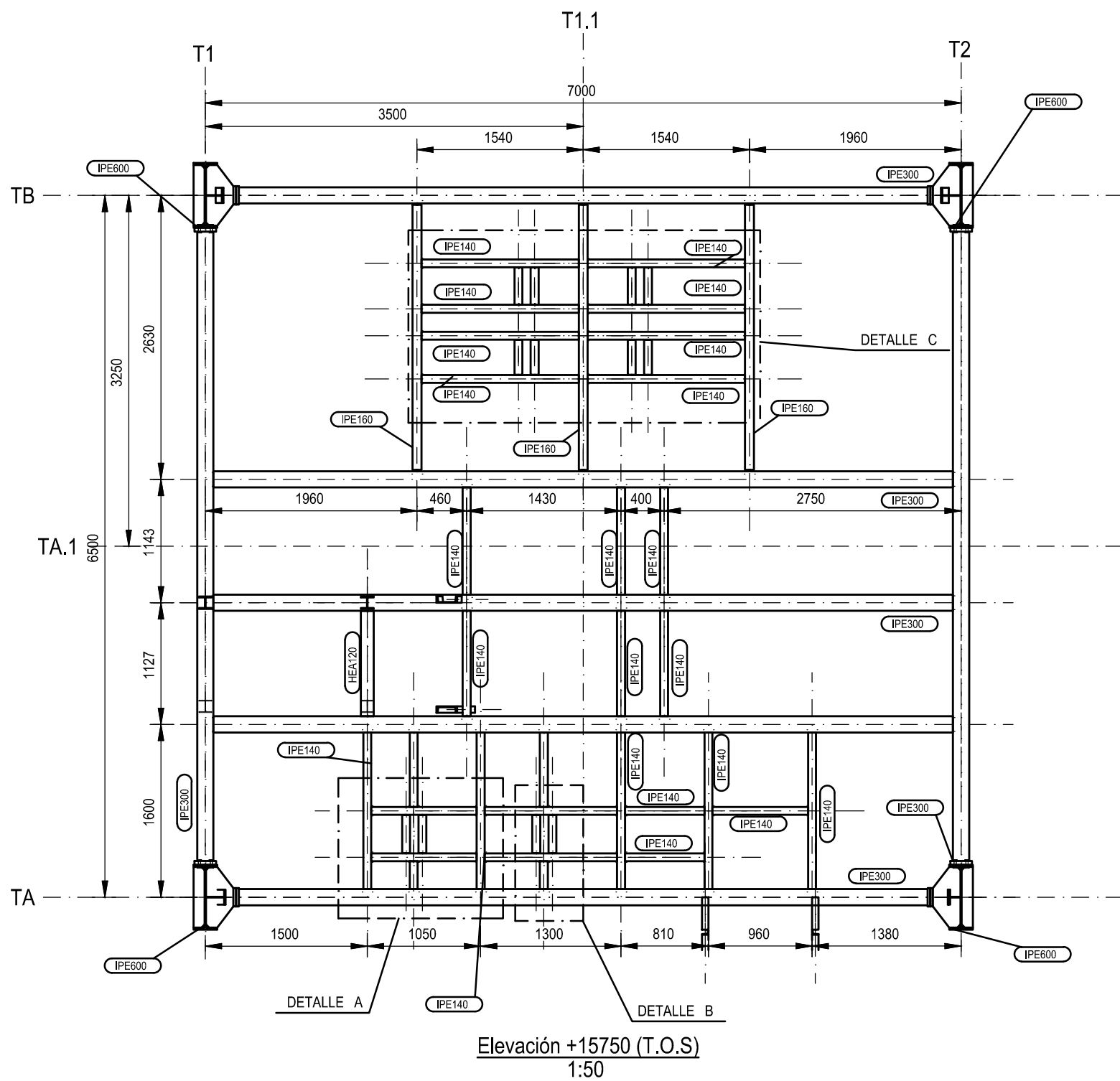


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 SD, Ys=1.1 (kg)
CORREAS C1 Y C2	1	Ø16	2		732		732	1464	23.1
	2	Ø16	2		738		738	1476	23.3
	3	Ø8	19		133		133	2527	10.0
	Total+10%: (x2):								62.0 124.0
CORREA C4	4	Ø16	2		682		682	1364	21.5
	5	Ø16	2		688		688	1376	21.7
	6	Ø8	17		133		133	2261	8.9
	Total+10%:								57.3
CORREA C3	10	Ø16	2		680		680	1360	21.5
	11	Ø8	17		133		133	2261	8.9
	Total+10%:								57.1
	Ø8: Ø16: Total:								41.5 173.2 238.4

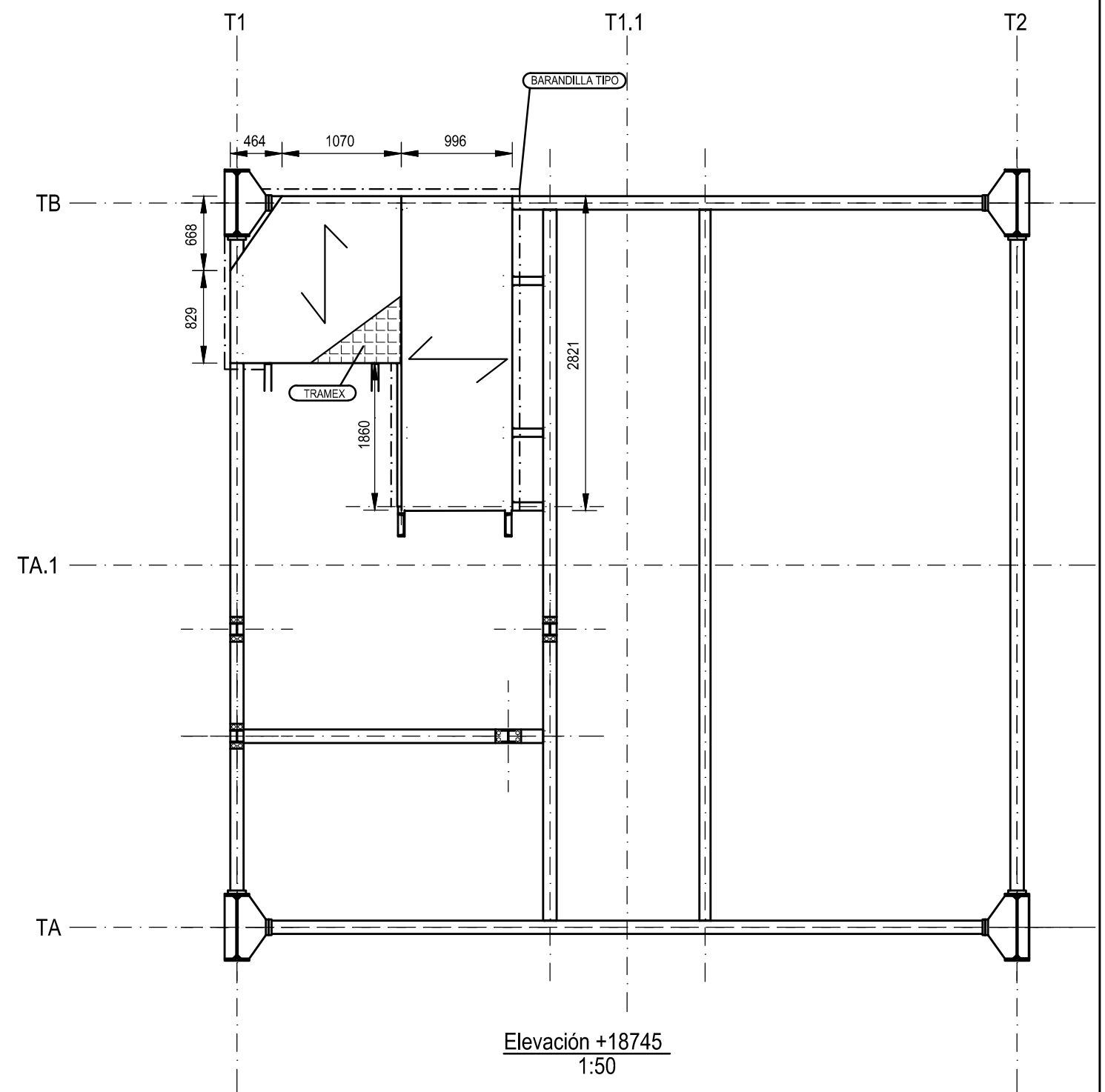
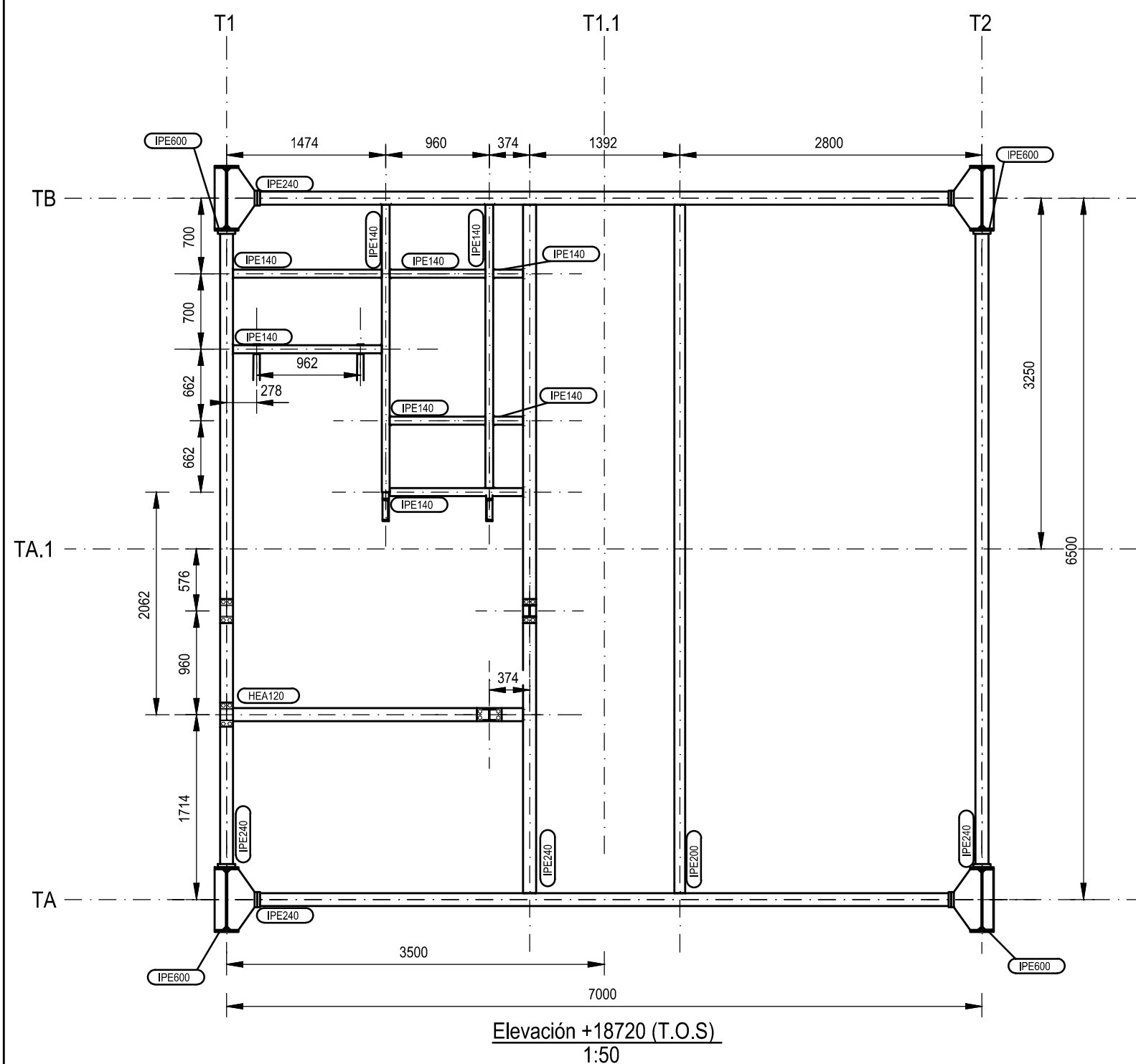


CUADRO DE VIGAS DE ATADO	
	C.2 Arm. sup.: 2 Ø16 Arm. inf.: 2 Ø16 Estribos: 1xØ8c/30

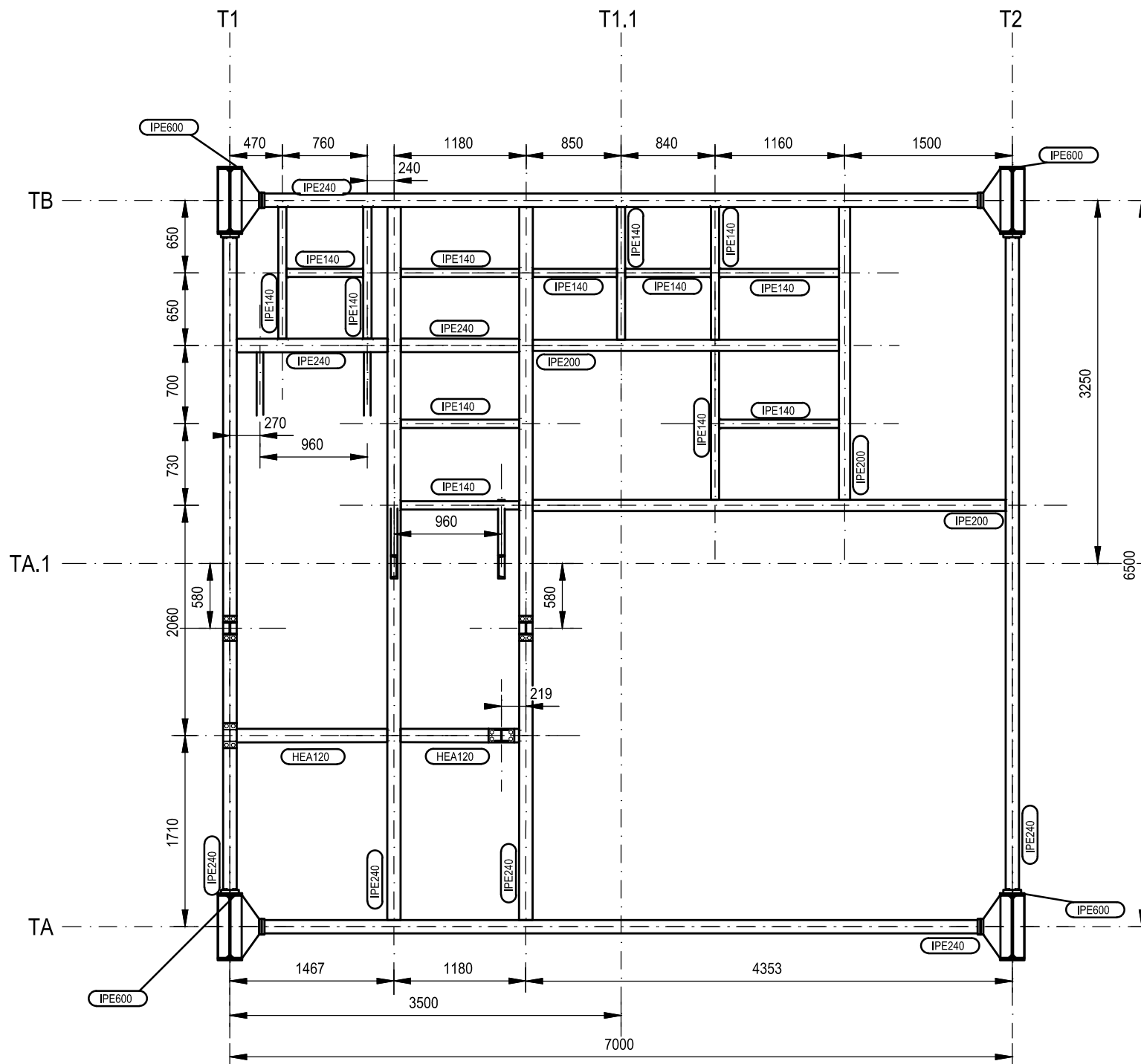
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	VIGAS DE ATADO				Nº Plano: 07
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3



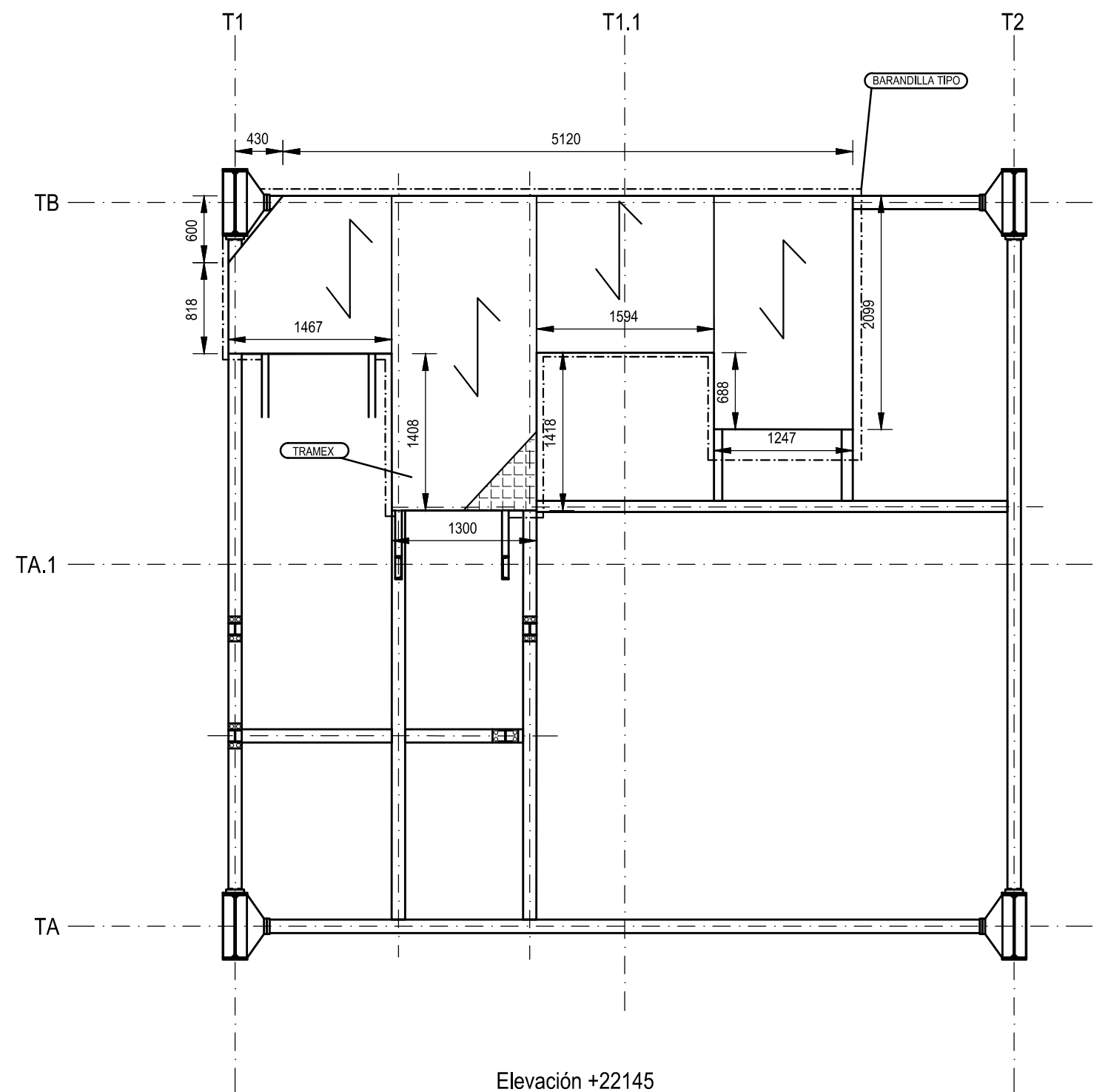
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ELEVACIÓN +15750 (T.O.S)			Nº Plano: 08	
1:50				Sustituye a:	
				Formato: A3	



	Fecha	Nombre	Firma	<div>José Tomás Ramírez Muñoz</div> <div>UPCT</div> <div>Ingeniería Industrial</div> <div>Intensificación Estructuras</div>	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ELEVACIÓN +18720 (T.O.S)				Nº Plano: 09
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3

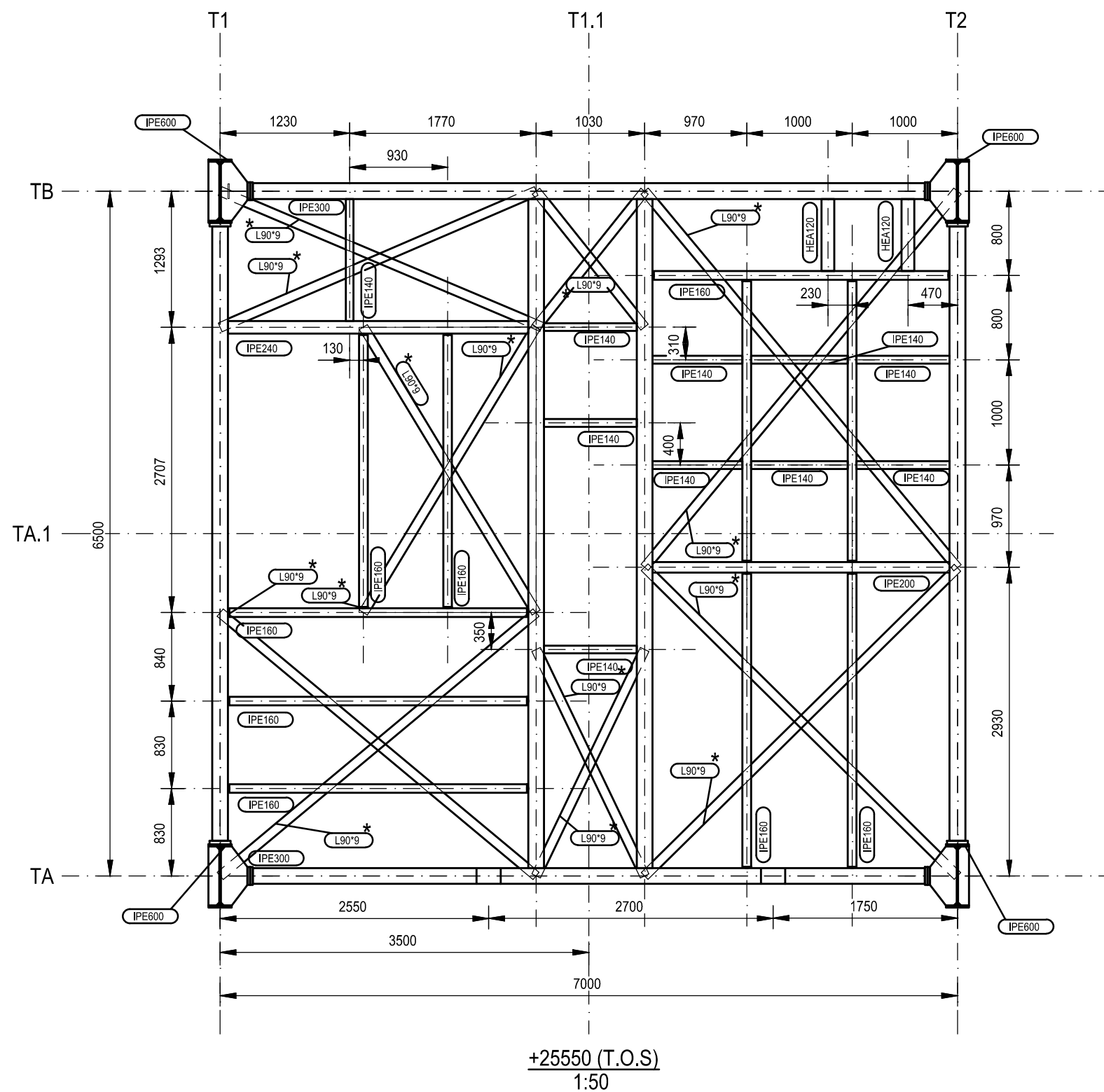


Elevación +22120 (T.O.S)
1:50

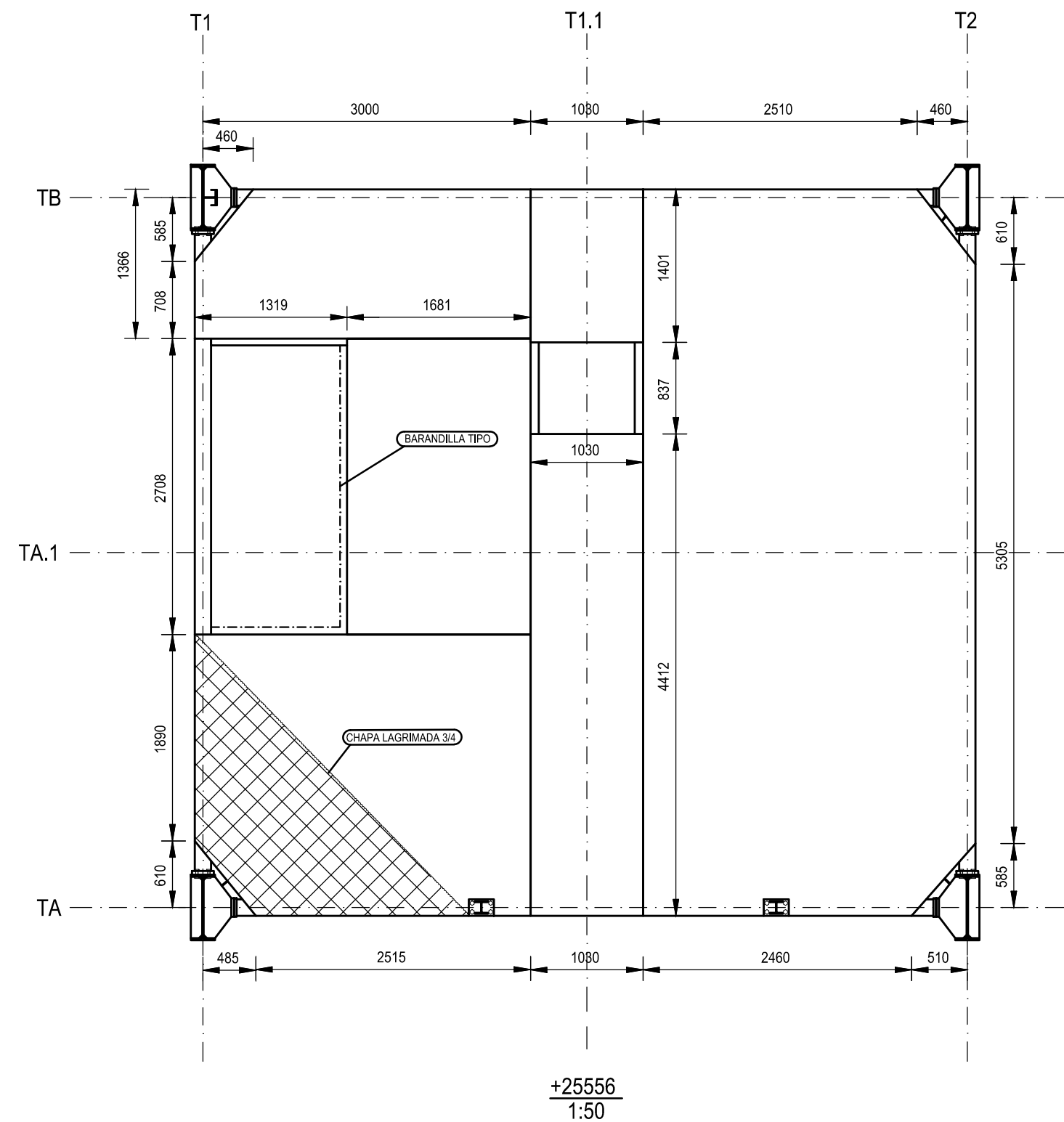


Elevación +22145
1:50

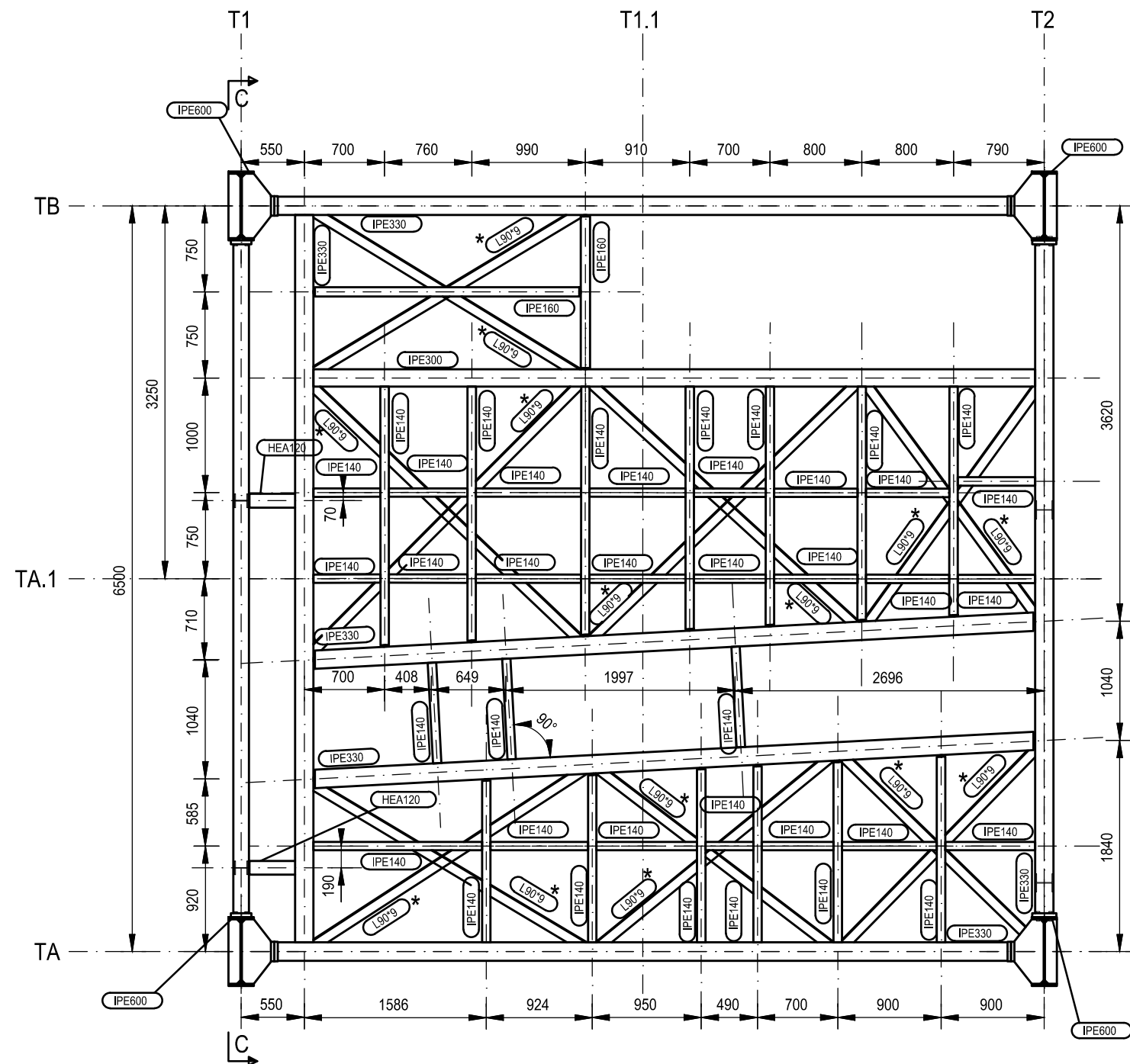
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ELEVACIÓN +22120 (T.O.S)				Nº Plano: 10
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3



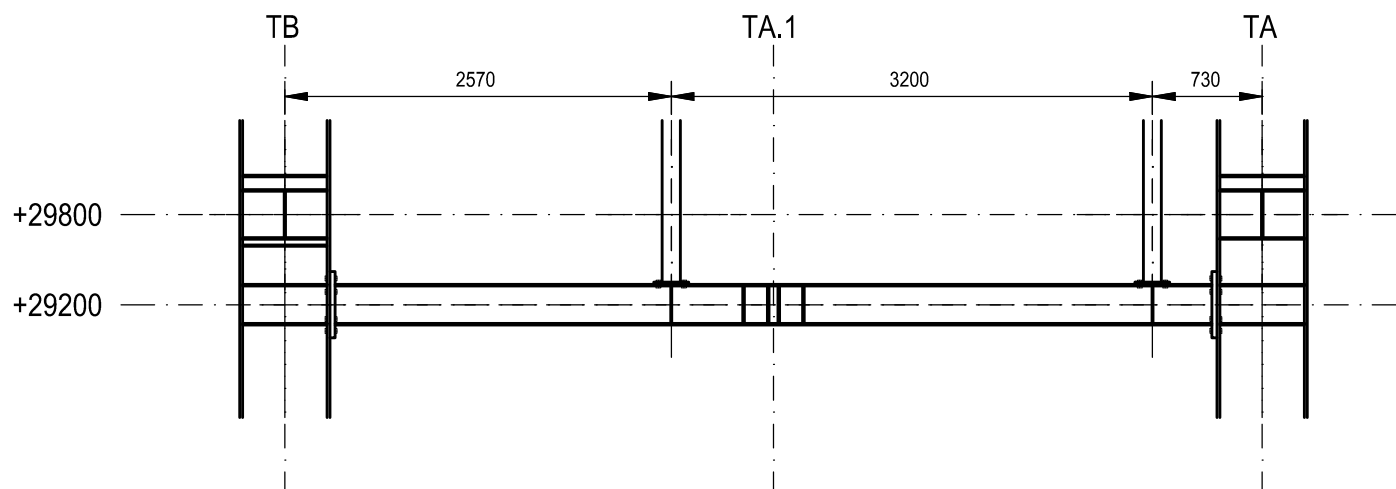
(*) LA ELEVACIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS SERÁ LA EL.+25250 A EJES



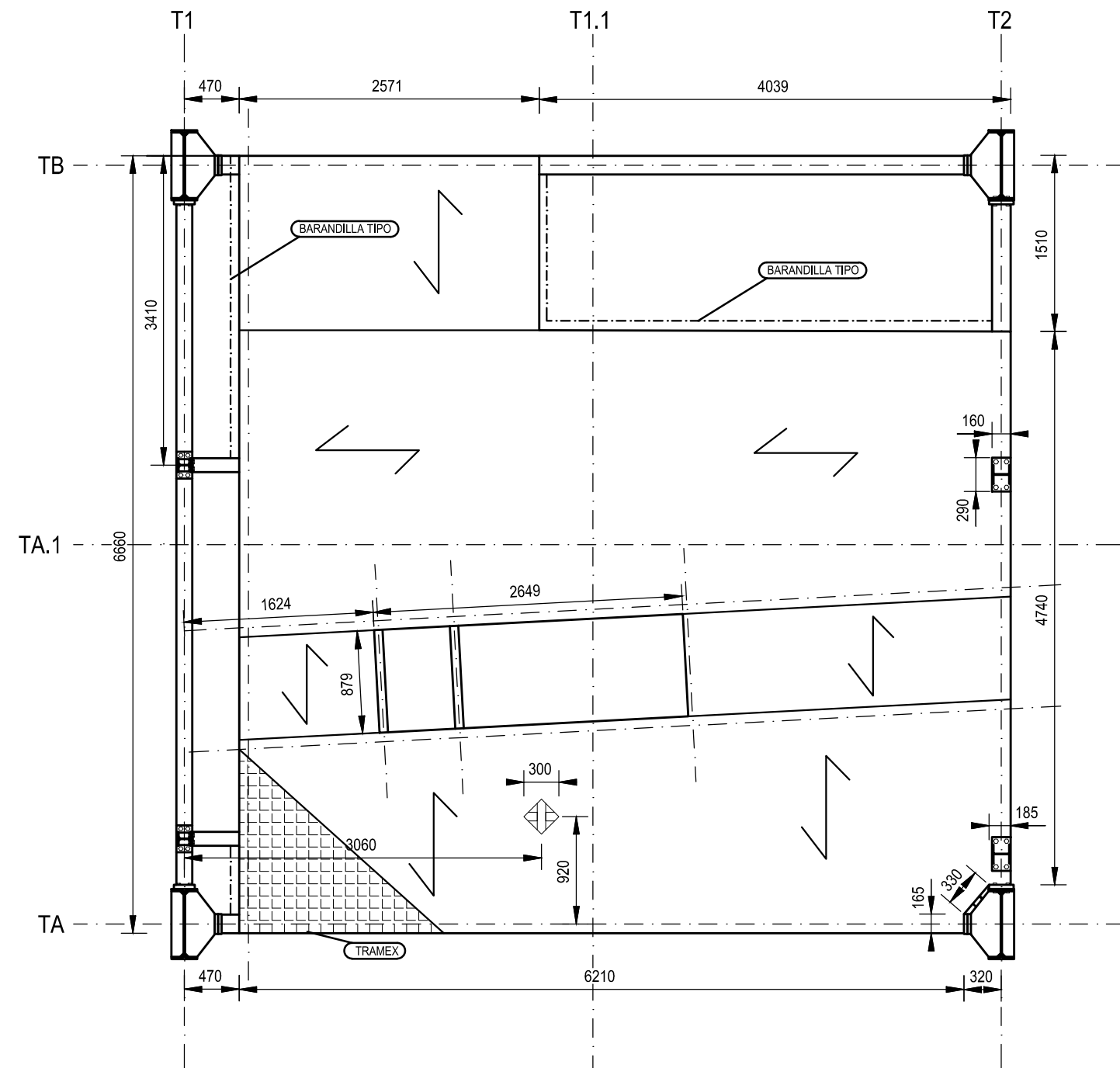
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ELEVACIÓN +25550 (T.O.S)				Nº Plano: 11
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3



Elevación +29965 (T.O.S)
1:50



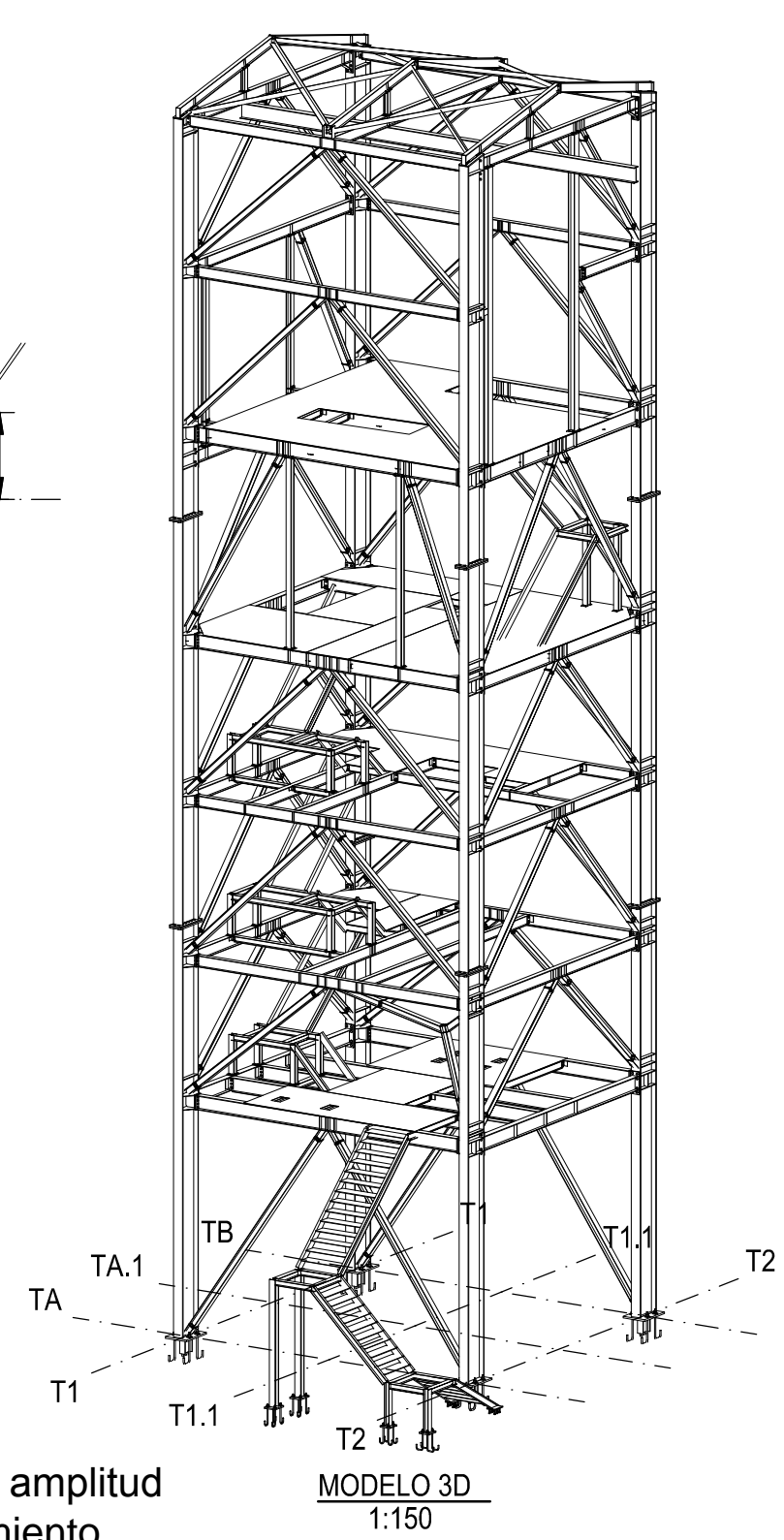
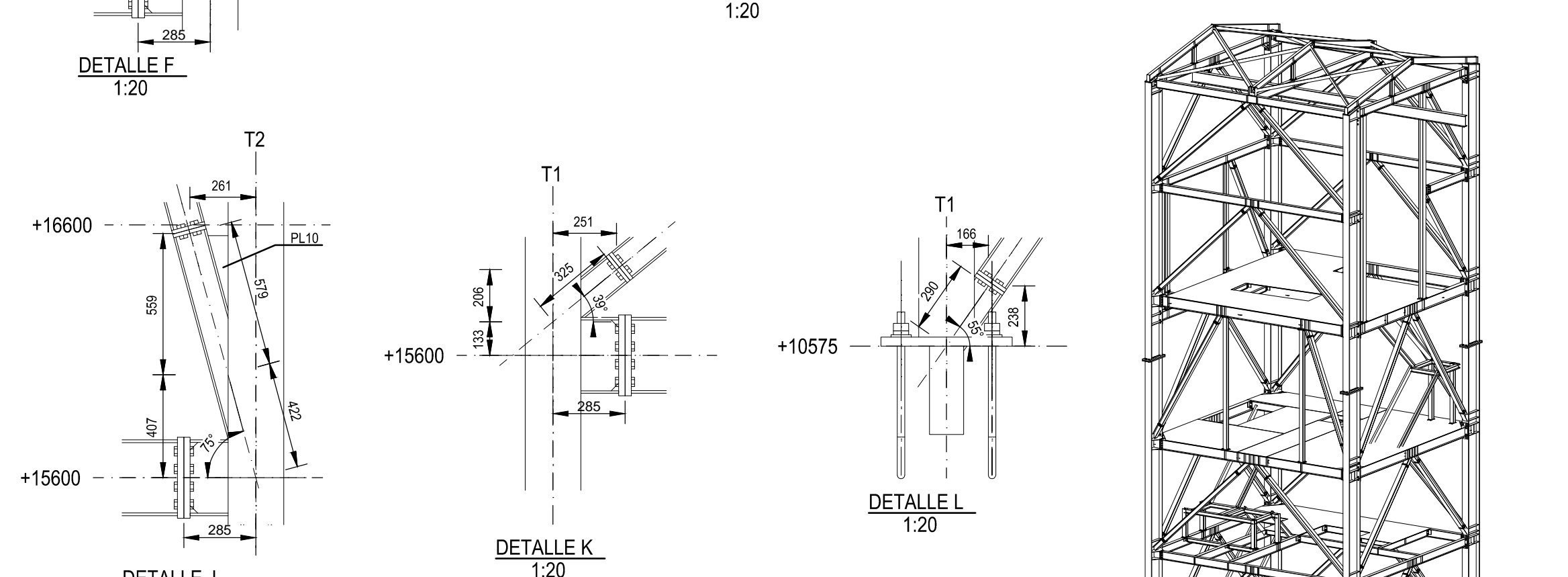
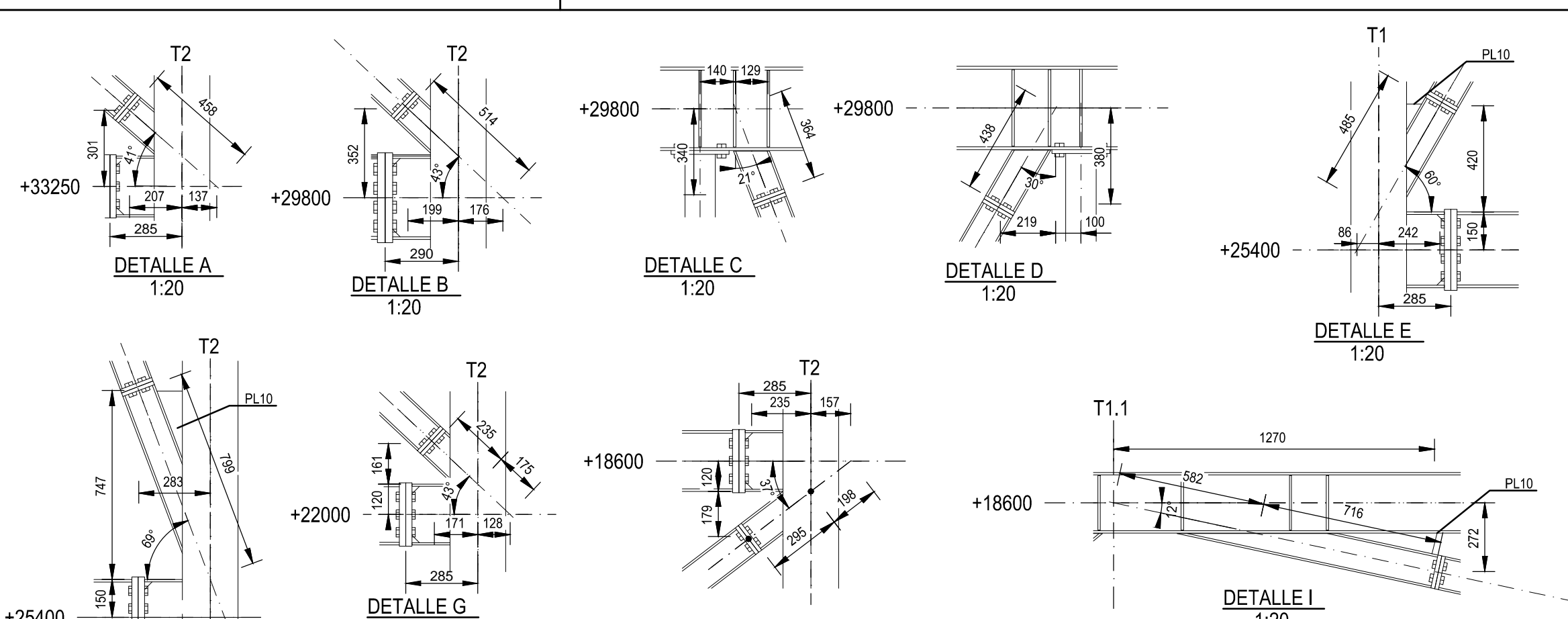
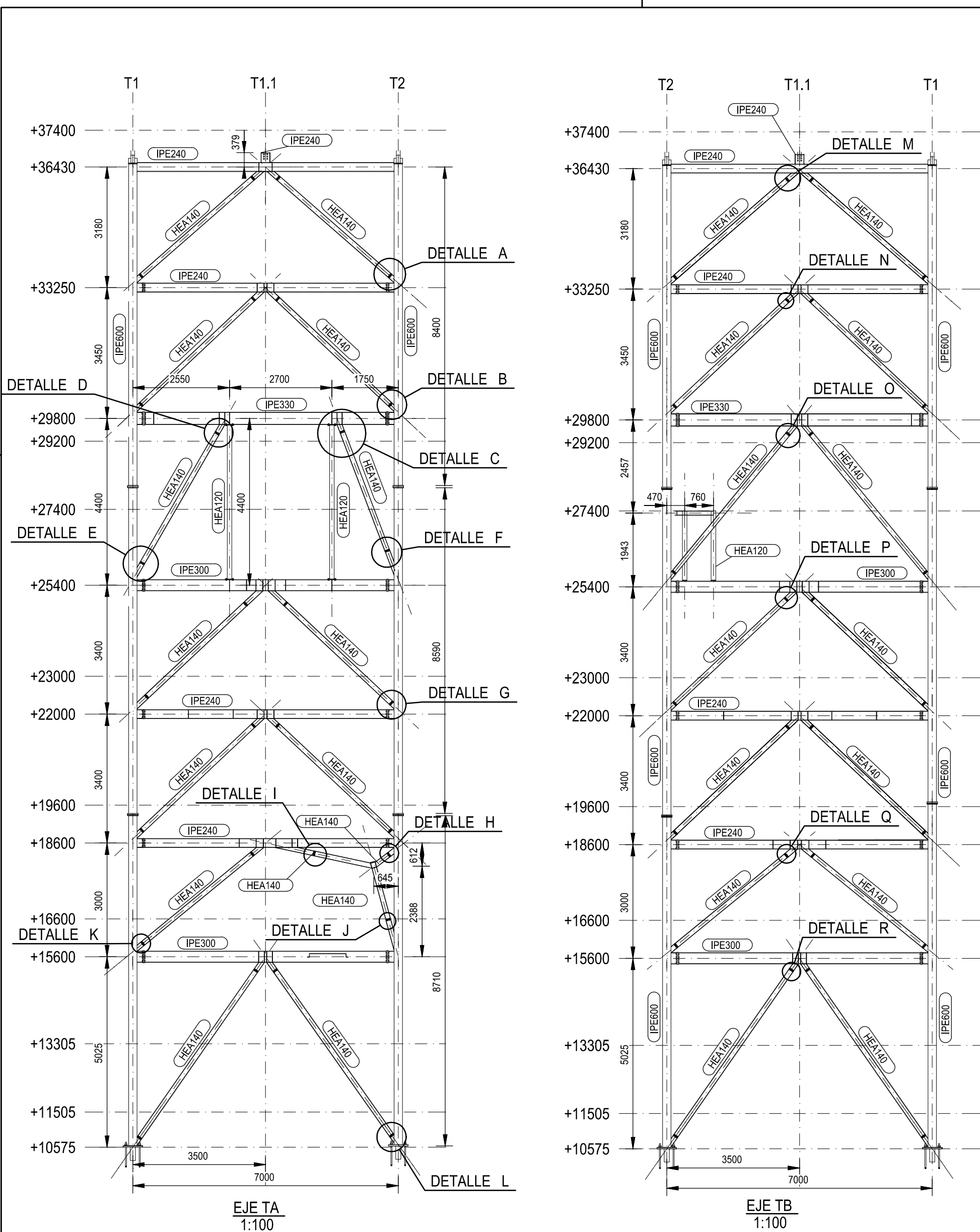
Sección C - C
1:50



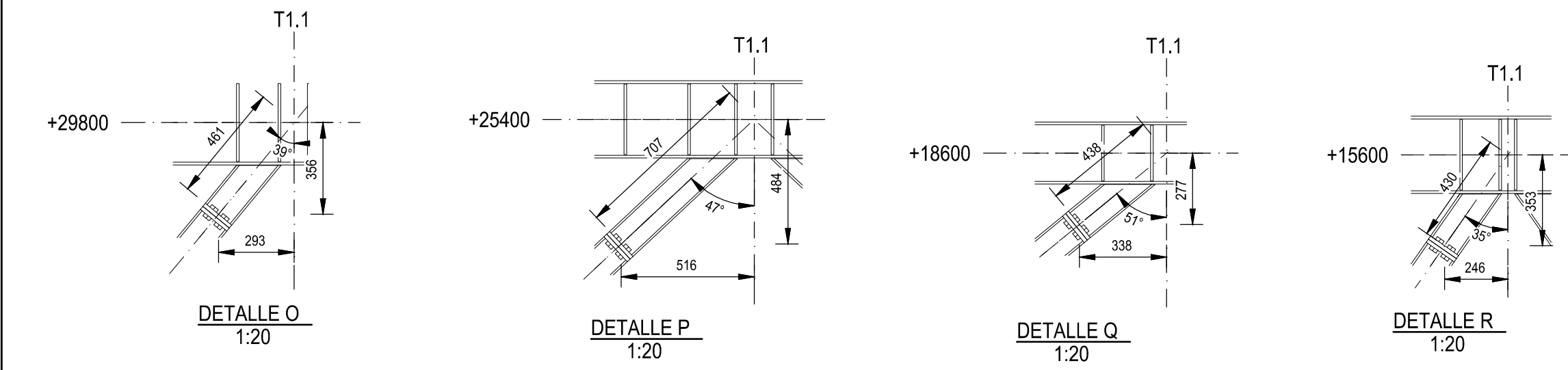
Elevación +29990
1:50

(*) LA ELEVACIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS SERÁ LA EL.+29635 A EJES

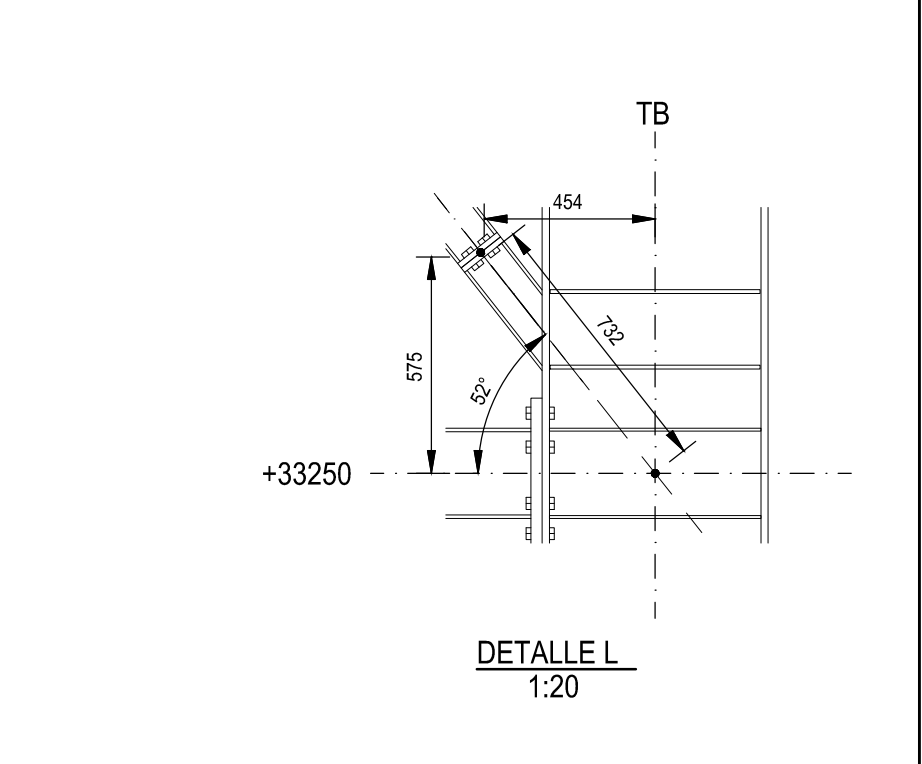
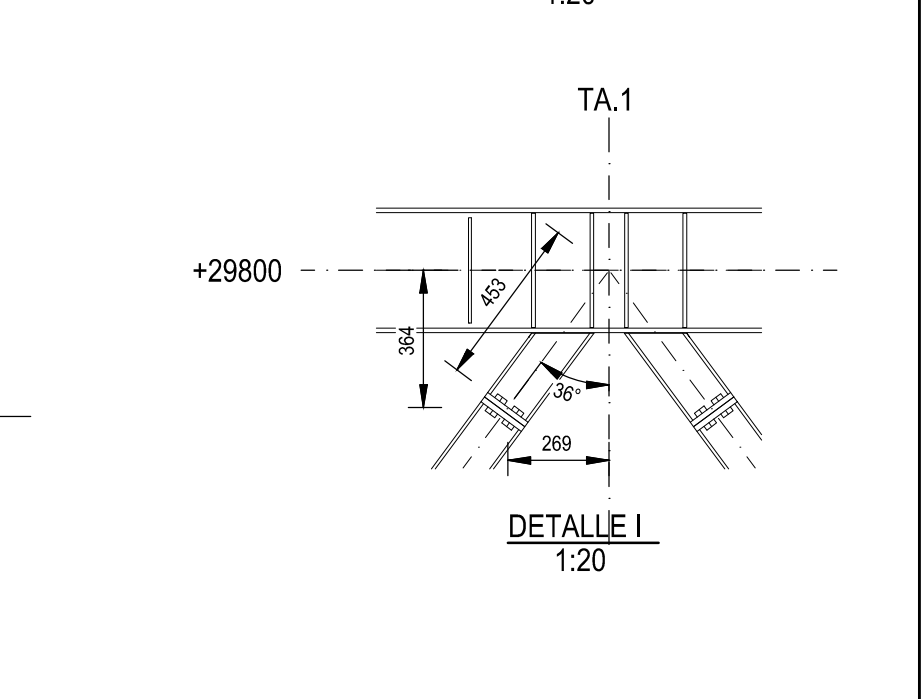
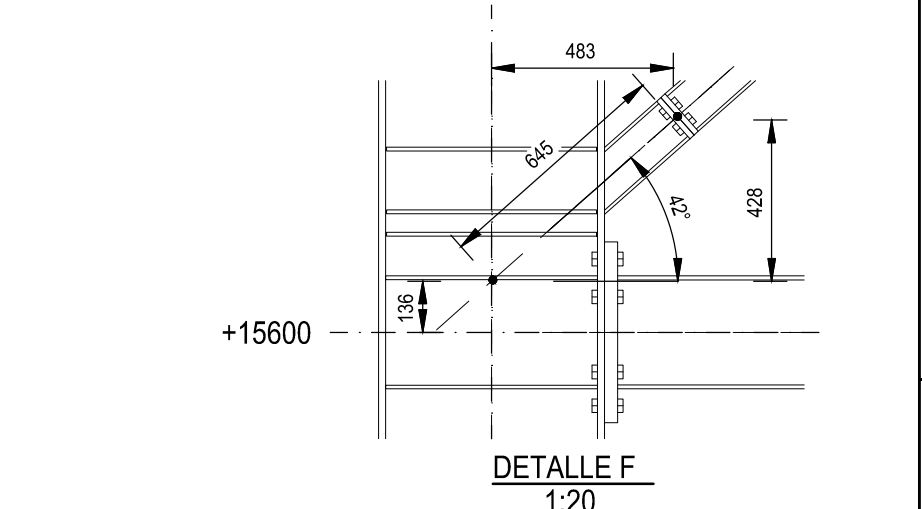
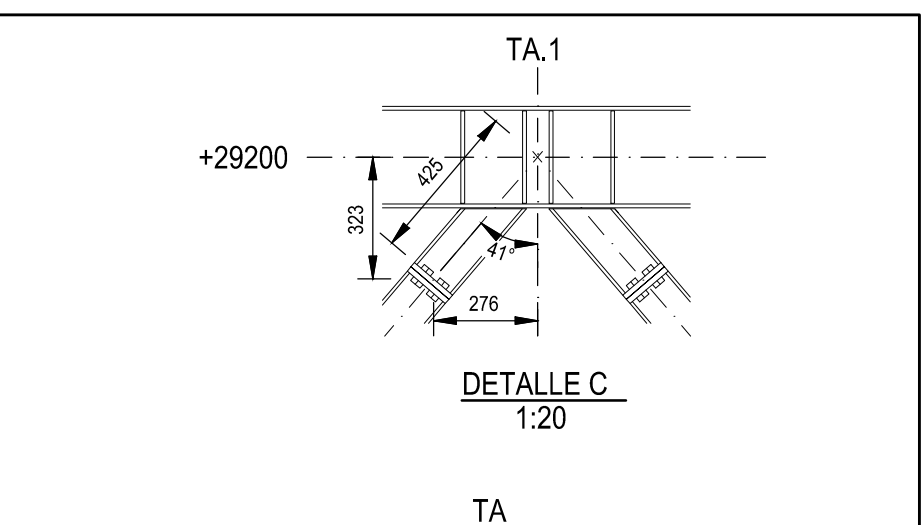
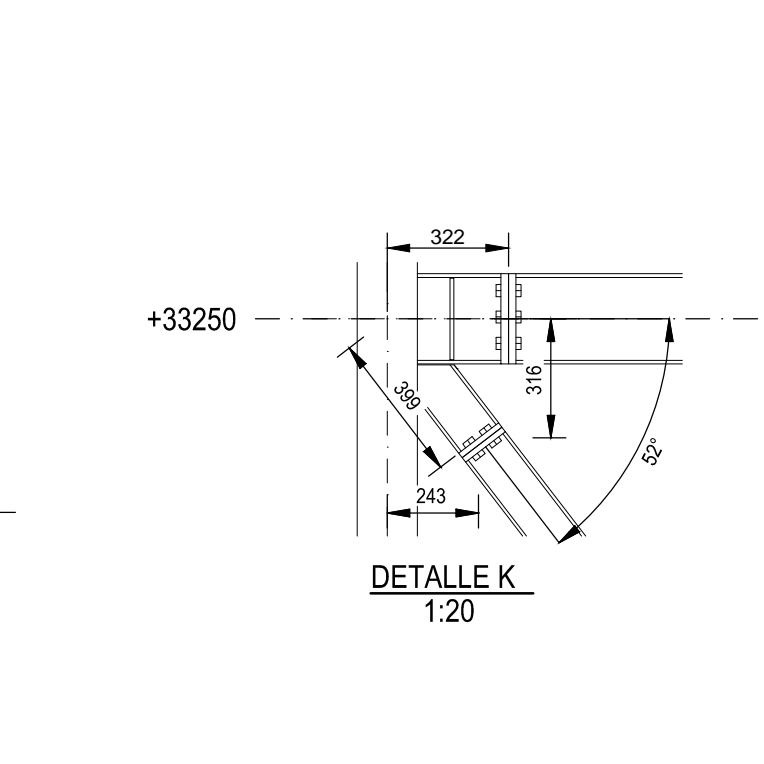
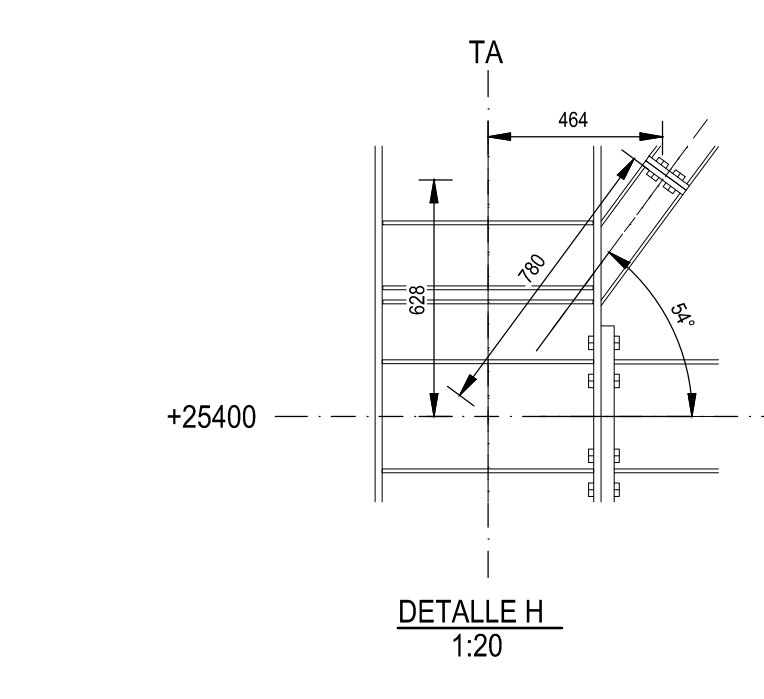
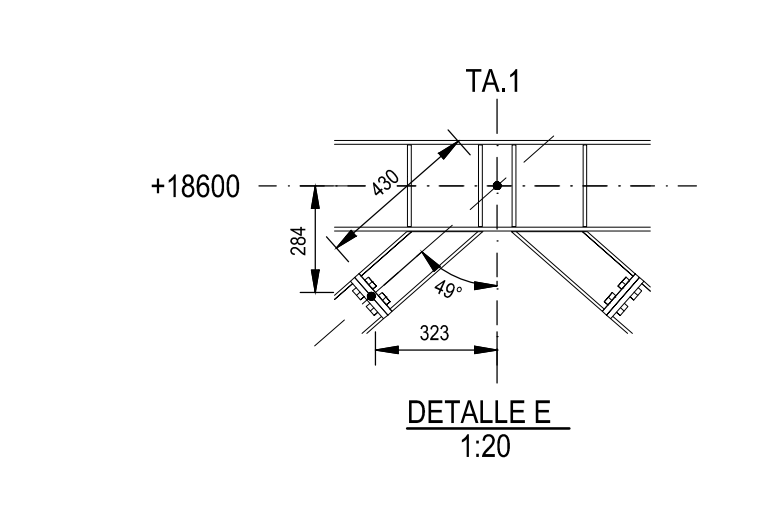
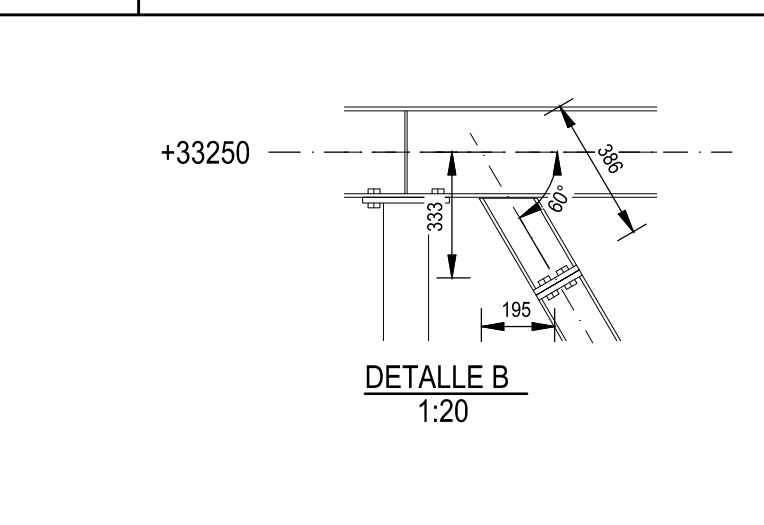
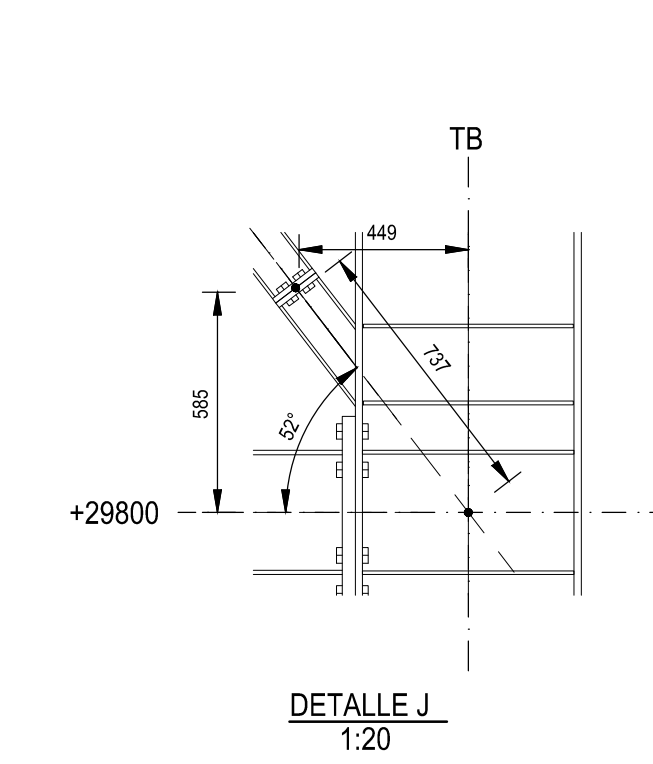
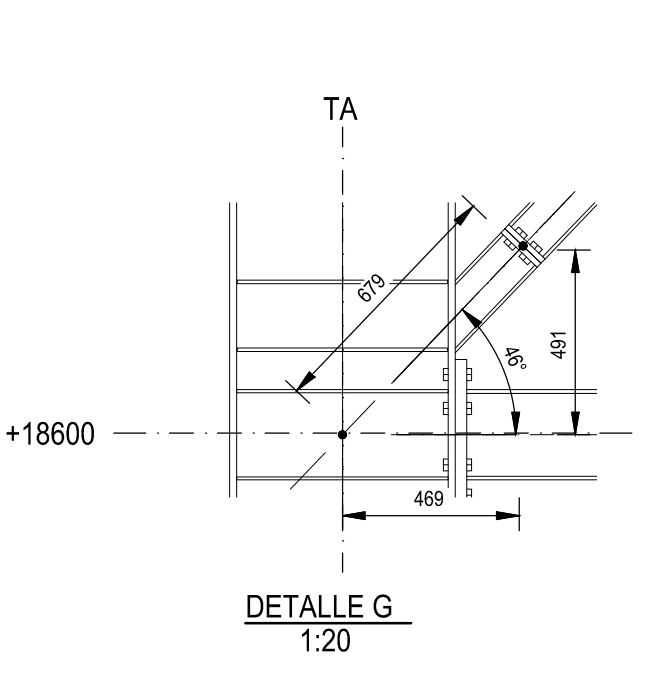
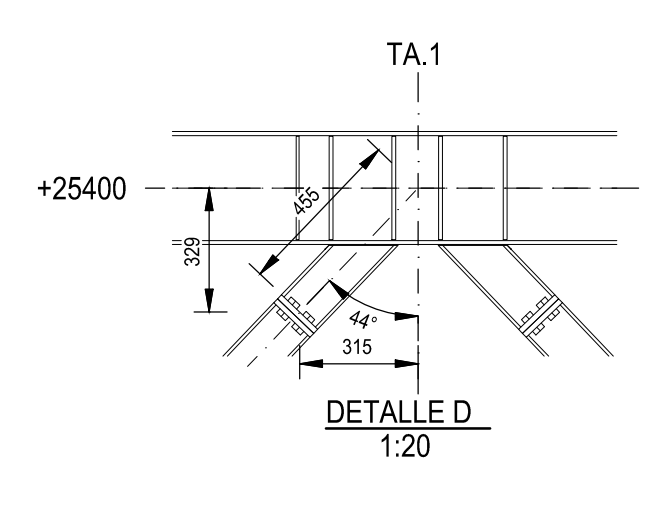
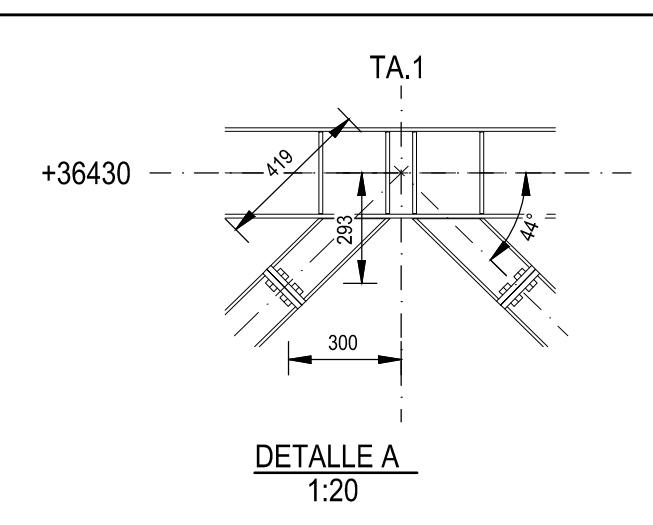
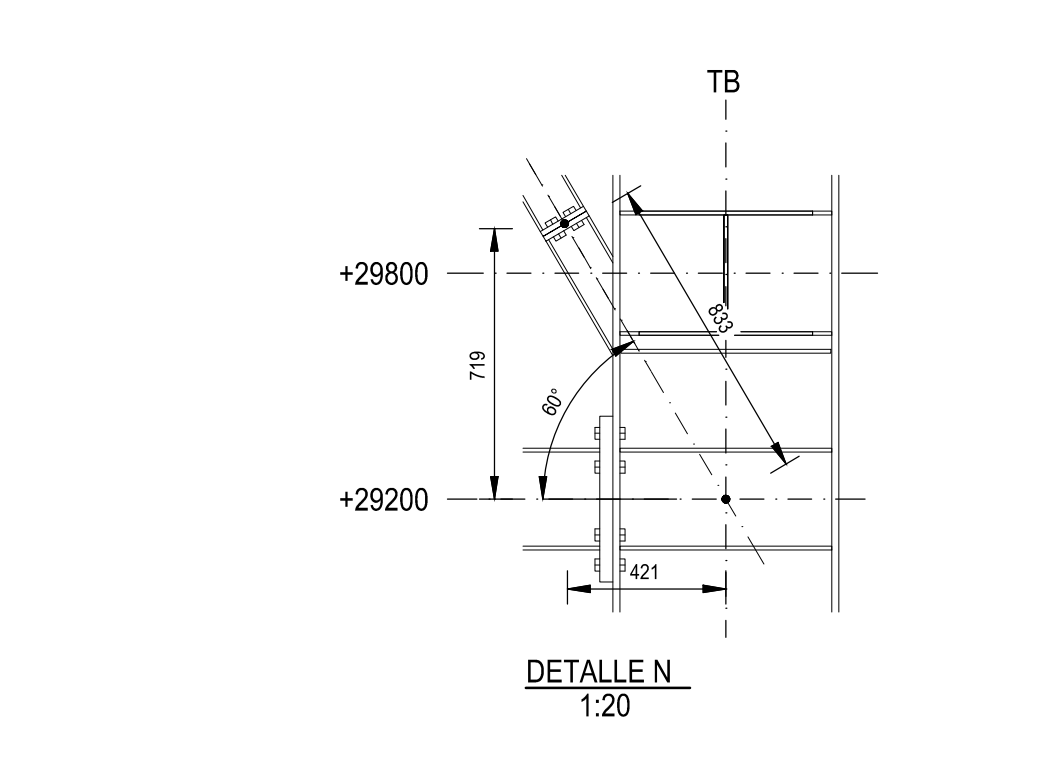
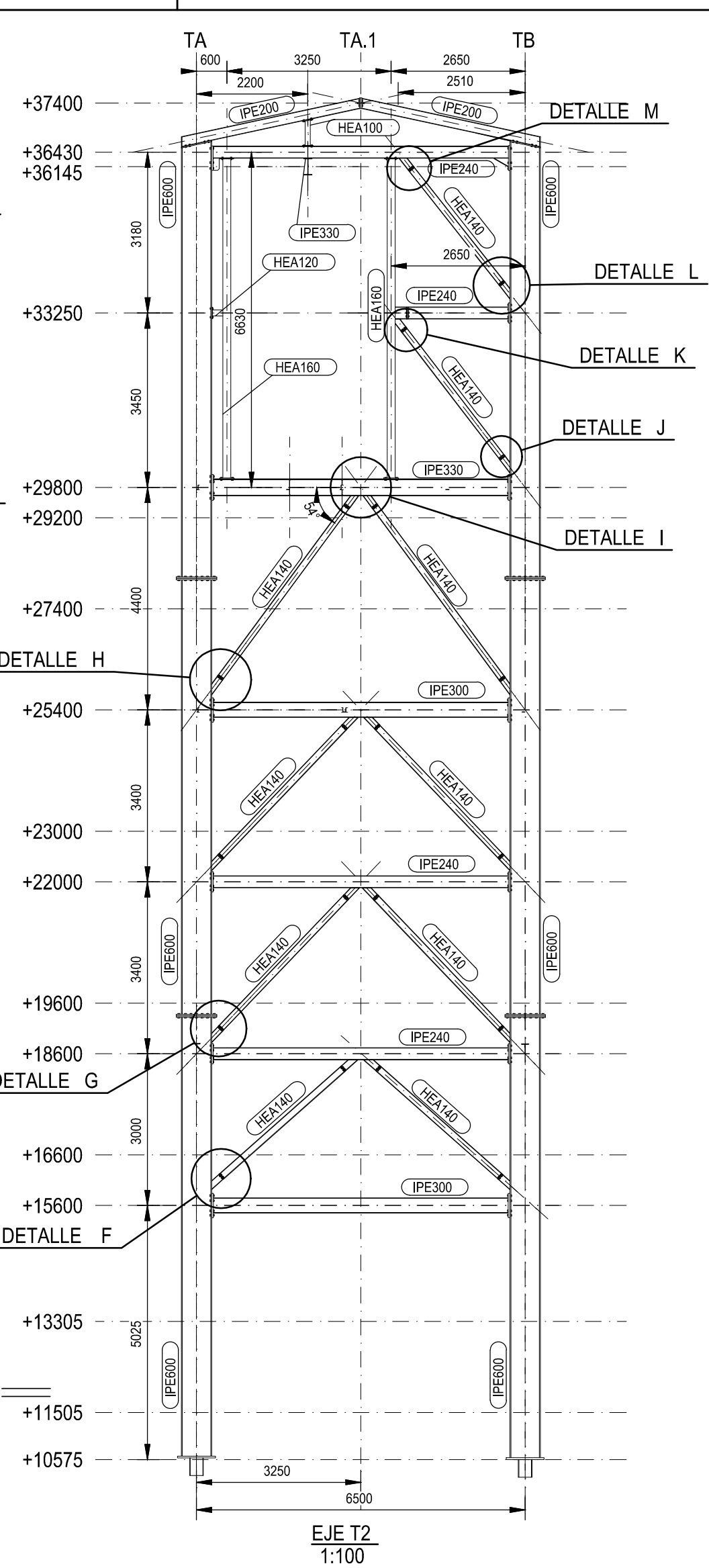
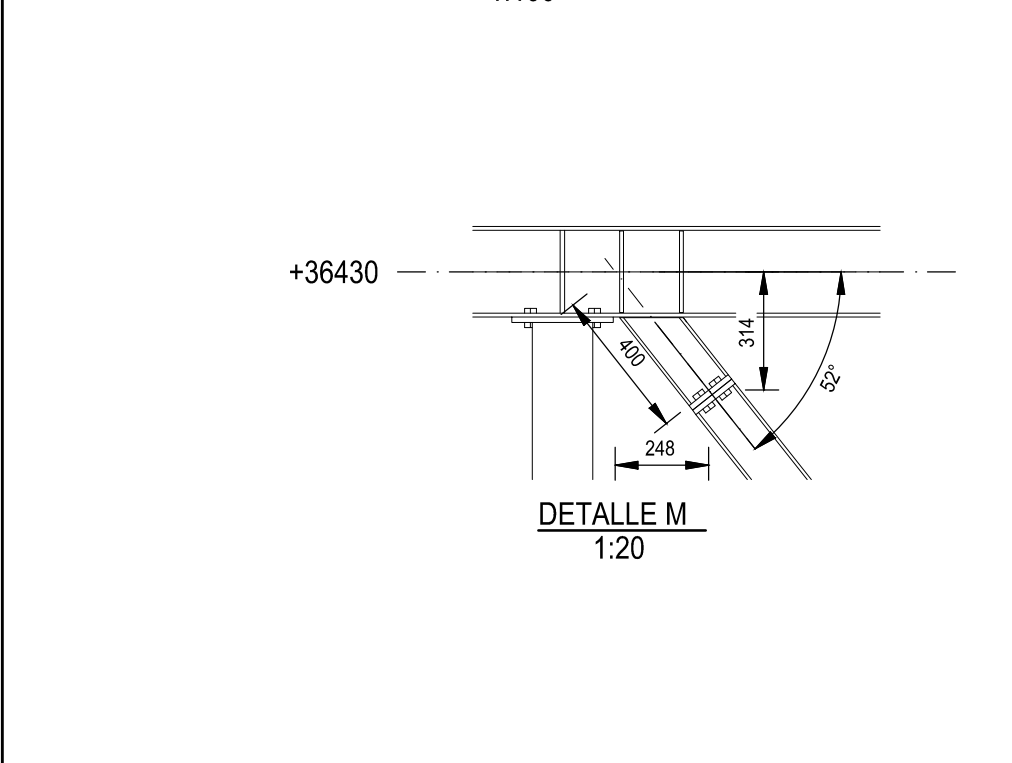
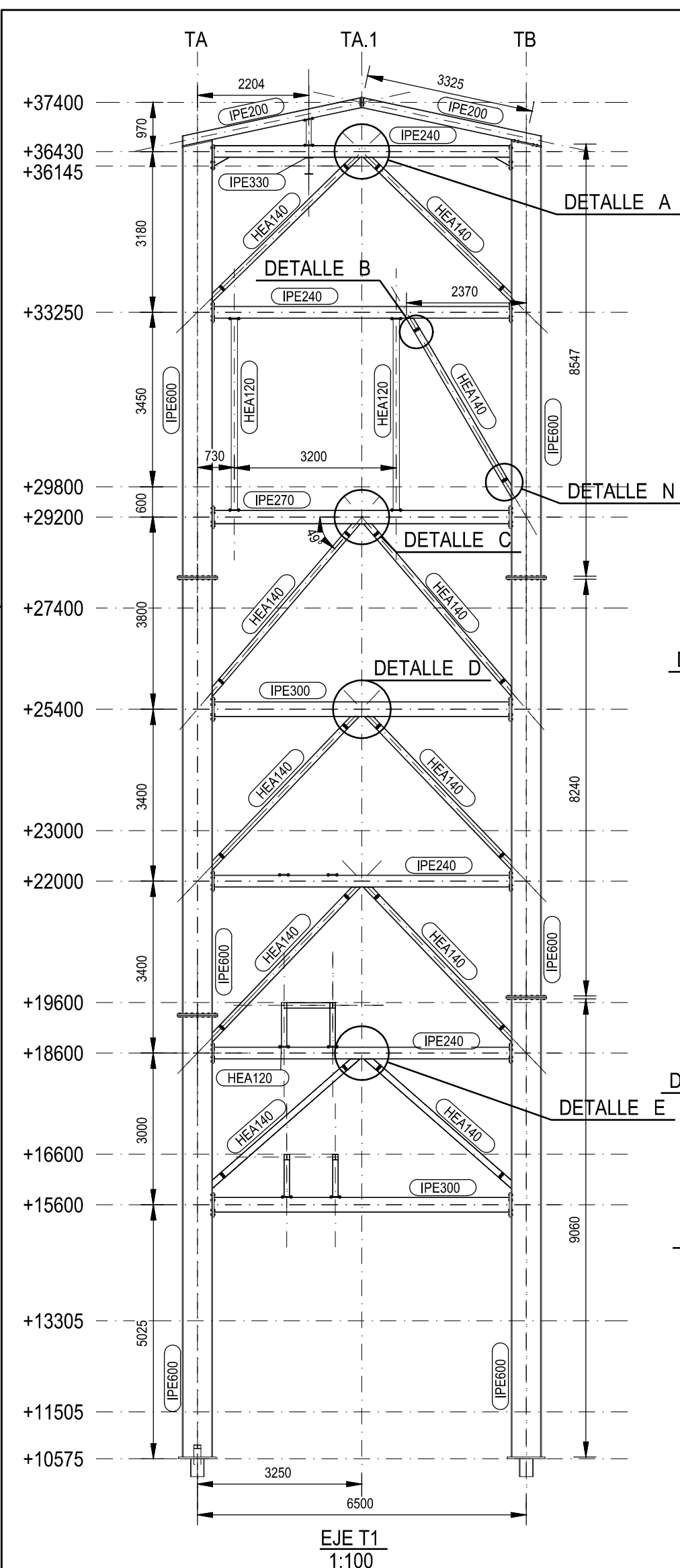
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ELEVACIÓN +29965 (T.O.S)				Nº Plano: 12
1:50					Sustituye a:
					Formato: A3



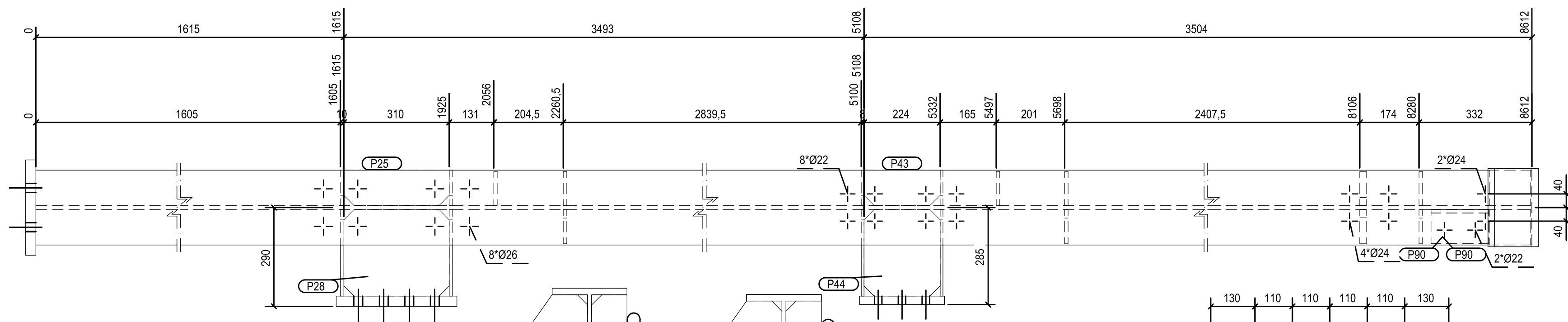
Nota: para los detalles F,I,J y todos aquellos que superen los 60° de amplitud se recomienda disponer PL10 centrado con el alma del arriostramiento.



	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ALZADOS TA Y TB				Nº Plano: 14
1:100					Sustituye a:
					Formato: A2



	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ALZADOS T1 Y T2			Nº Plano: 15	
1:100				Sustituye a:	
				Formato: A2	



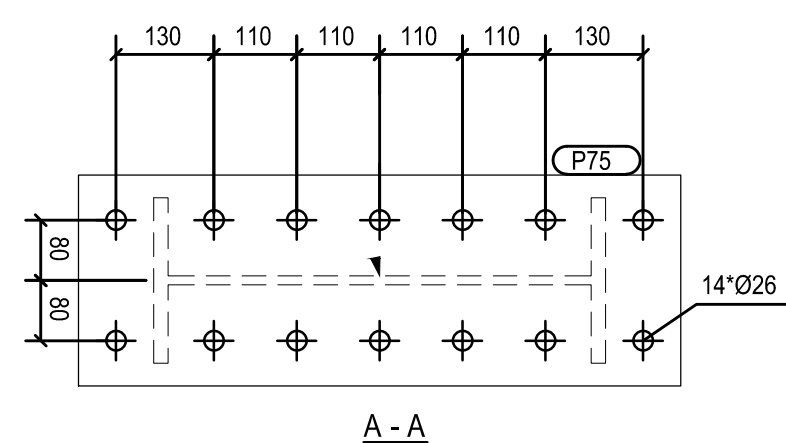
Technical drawings of a structural member, showing cross-sections D-D, C-C, and F-F, and a detail view B-B.

Section D-D: Shows a cross-section of the member with dimensions 140, 211, and 351. Labels P47 and P48 are present.

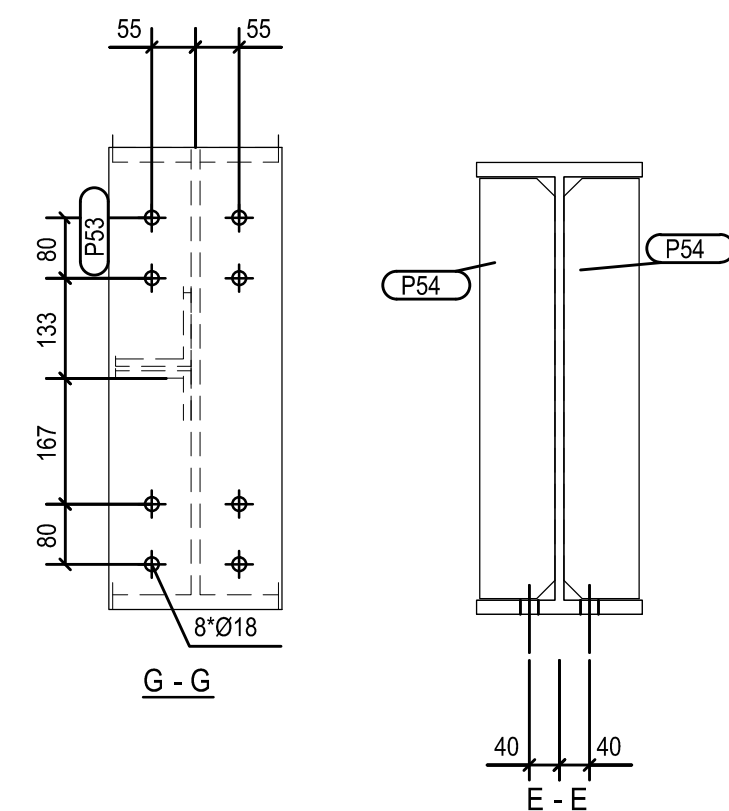
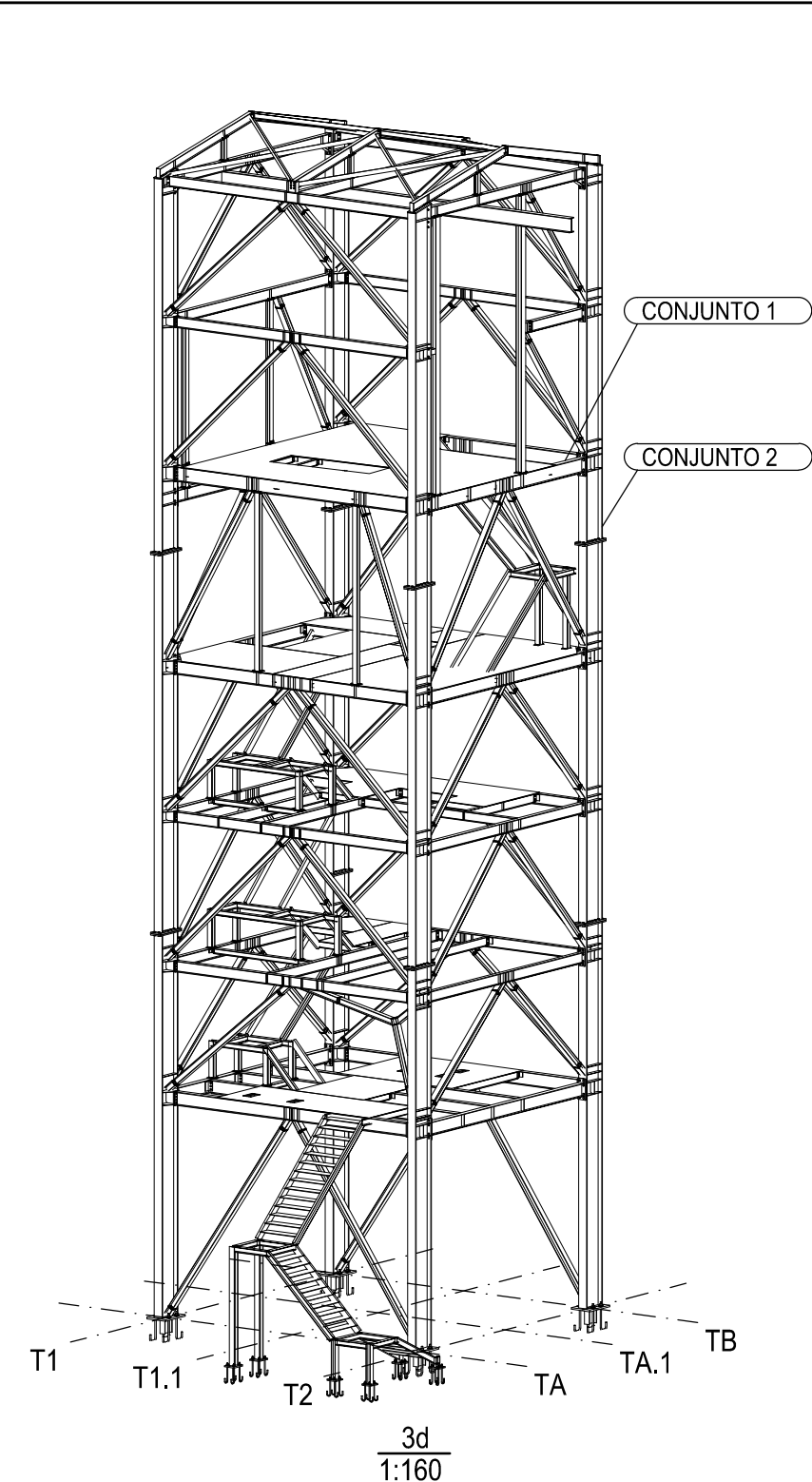
Section C-C: Shows a cross-section of the member with dimensions 74, 74, 86, 140, 211, and 351. Labels P44, P45, and P46 are present.

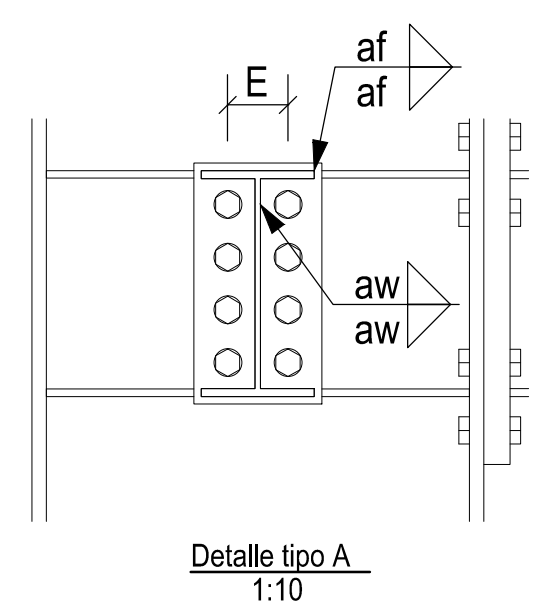
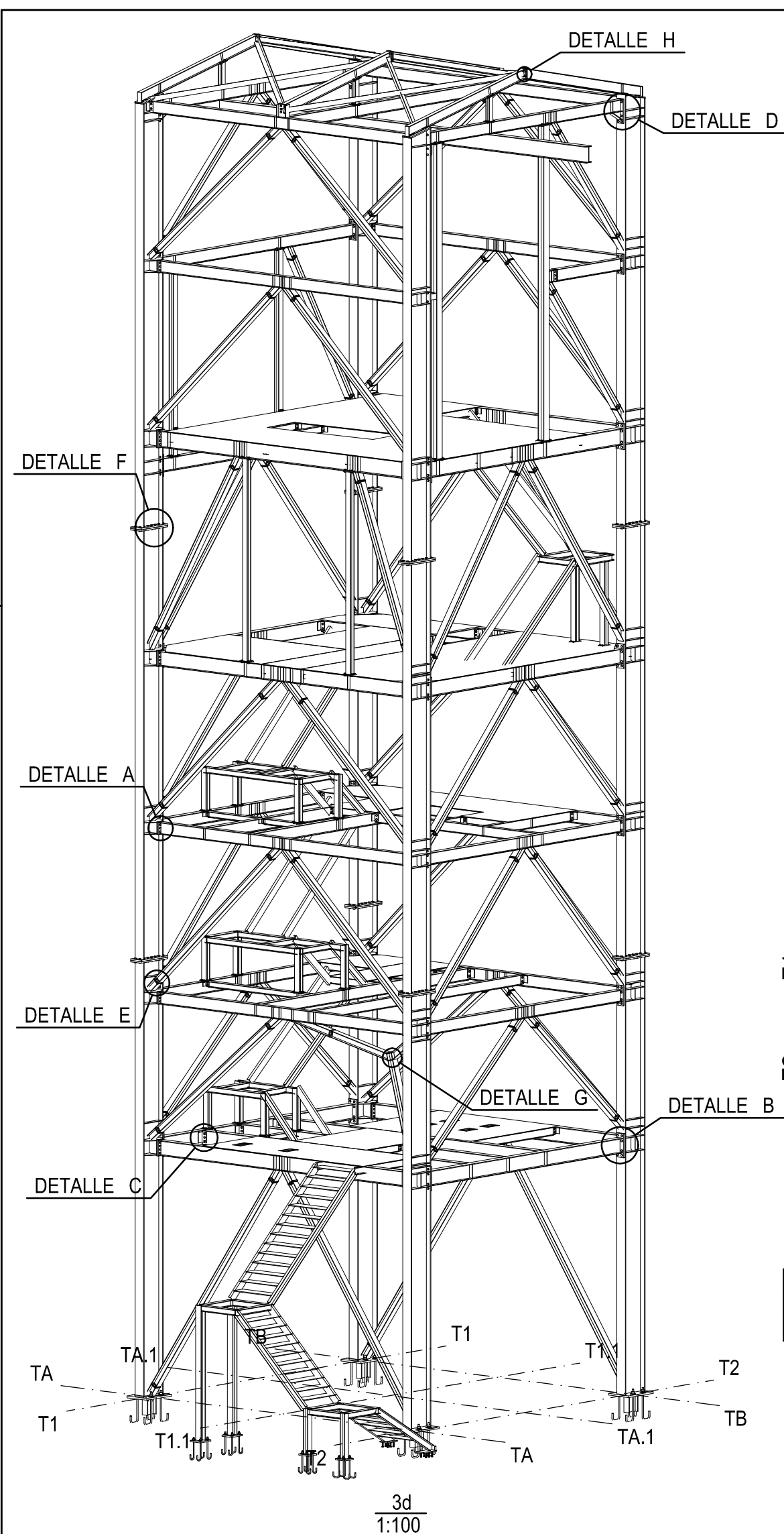
Section F-F: Shows a cross-section of the member with dimensions 66, 40, and 40. Label P16 is present.

Section B-B: Shows a detail view of the member with dimensions 90, 90, 80, 170, 55, and 55. Labels P32 and P34 are present.

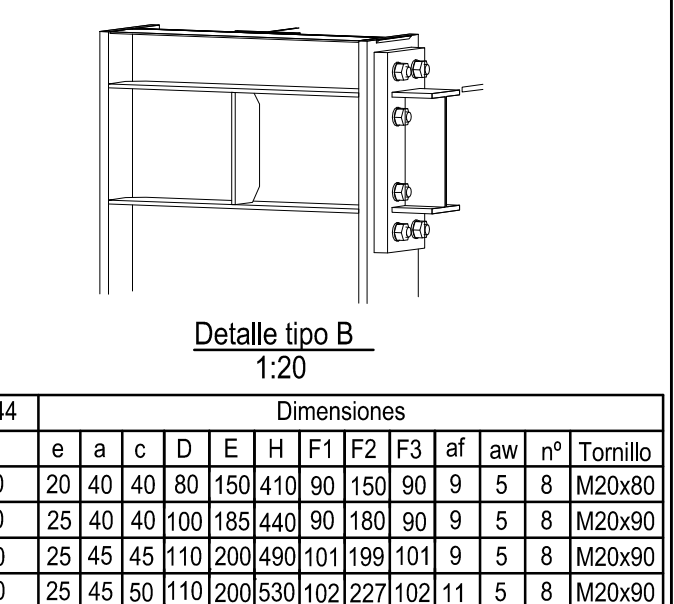
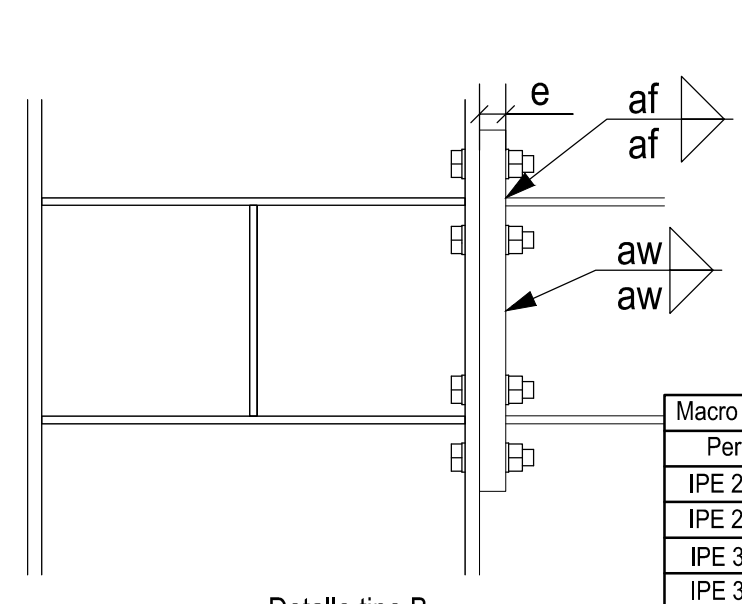
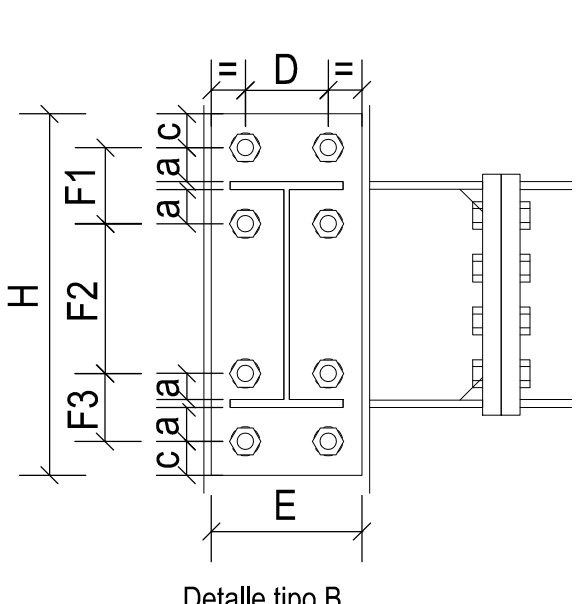
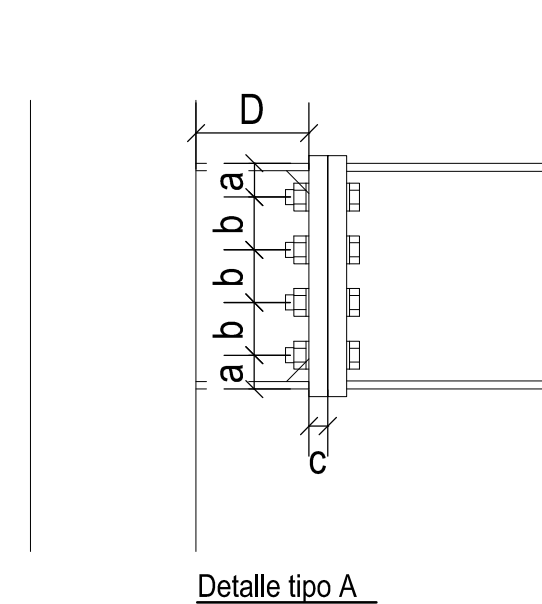


	Fecha	Nombre	Firma	<div>José Tomás Ramírez Muñoz</div> <div>UPCT</div> <div>Ingeniería Industrial</div> <div>Intensificación Estructuras</div>	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
<div>Escala</div> <div>1:10</div>	<div>DETALLE CONJUNTO N°2</div>			<div>Nº Plano:</div> <div>17</div>	
				<div>Sustituye a:</div>	
					<div>Formato:</div> <div>A2</div>

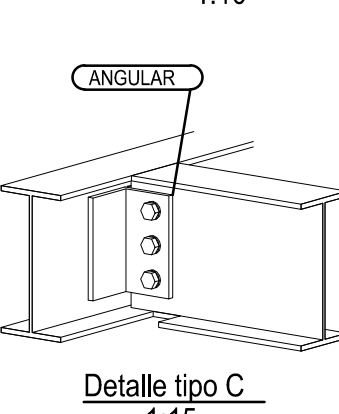
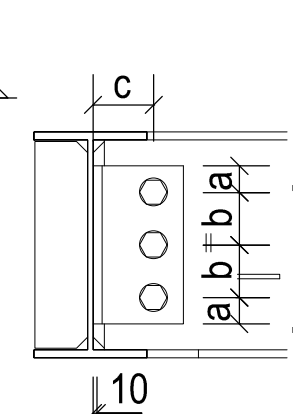
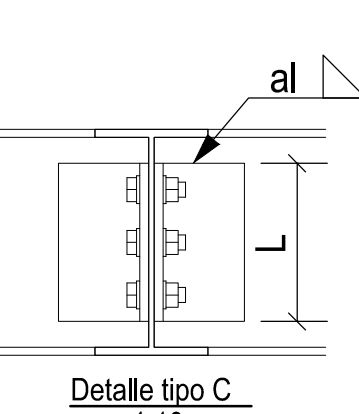
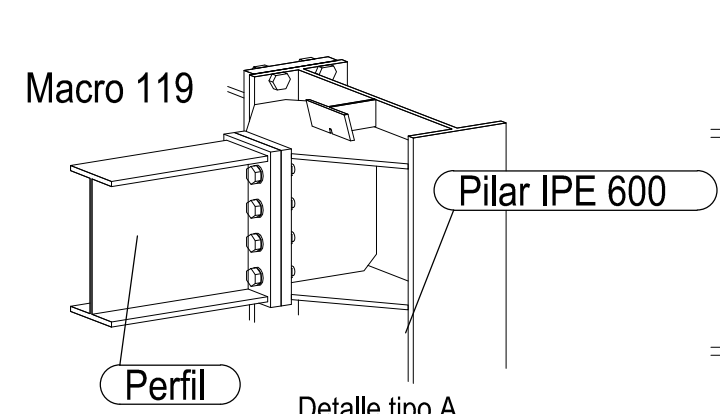




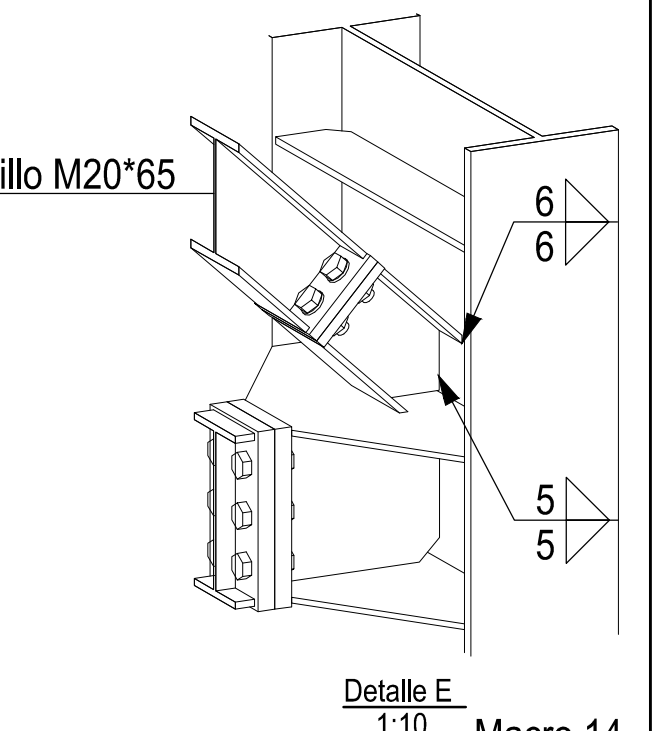
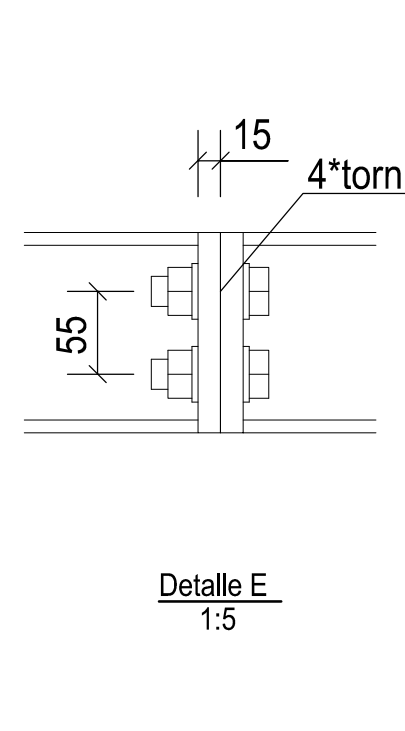
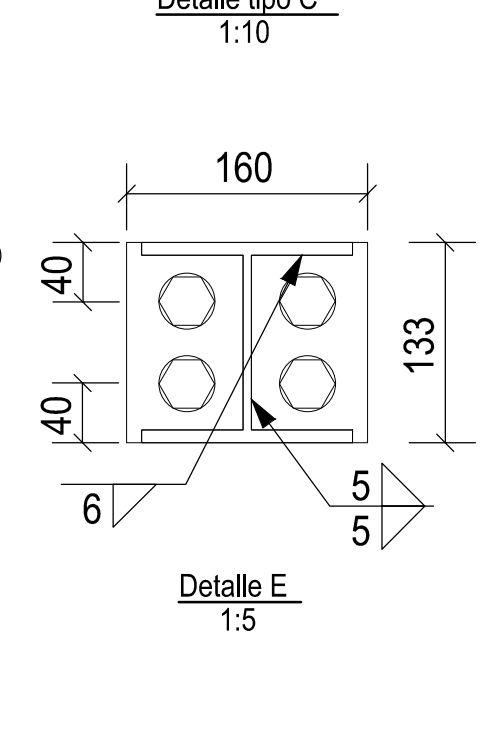
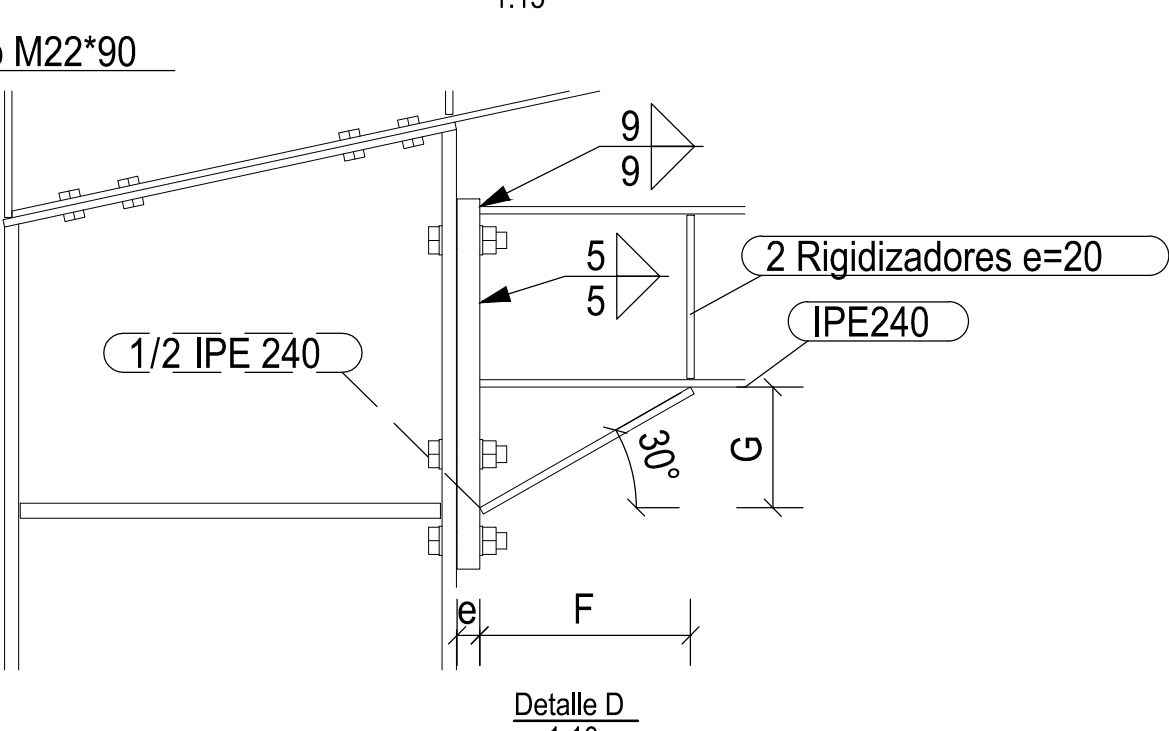
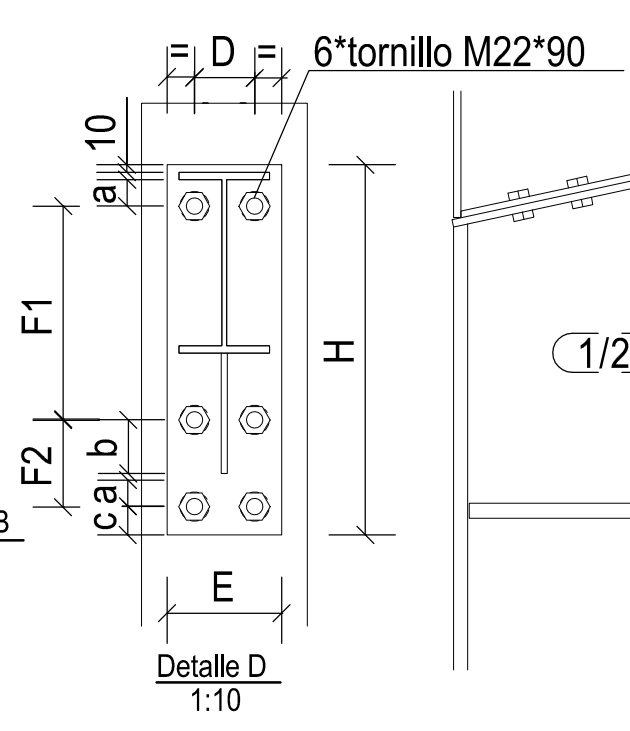
Perfil	IPE 240	IPE 300	IPE 330
Placa	250x140	320x170	355x170
Tornillo	M20x85	M20x85	M24x100
nº	6	8	8
Calidad	10.9	10.9	10.9
a	55	55	65
b	70	70	75
c	25	25	30
D	150	150	150
E	70	80	80
af	9	5	11
aw	9	5	11



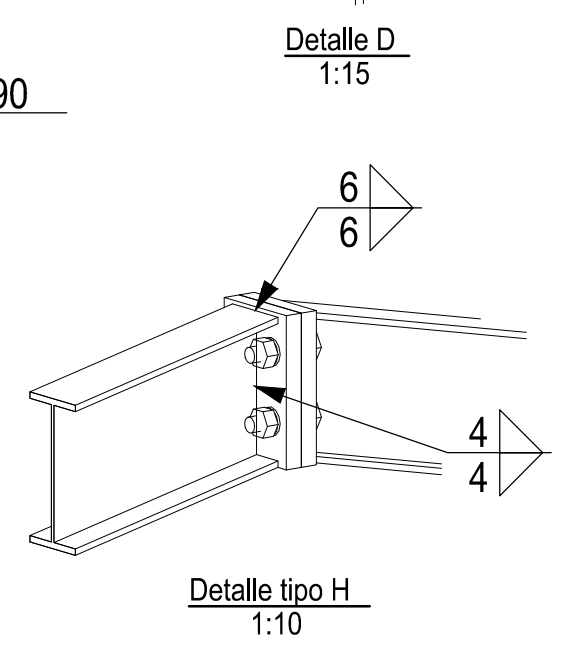
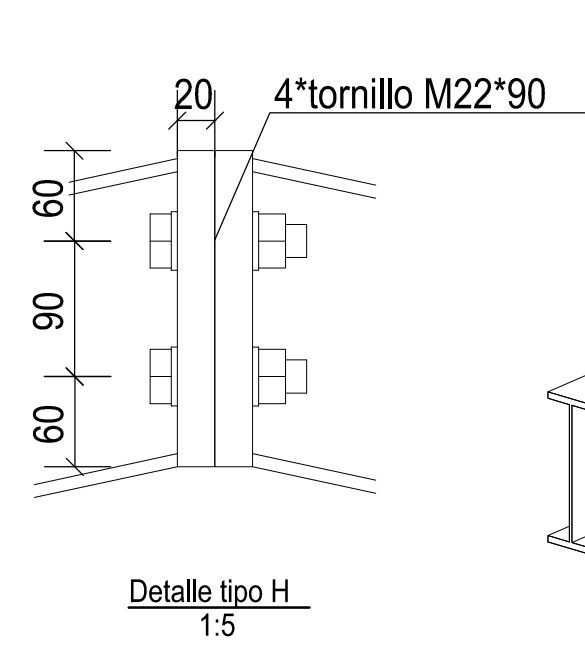
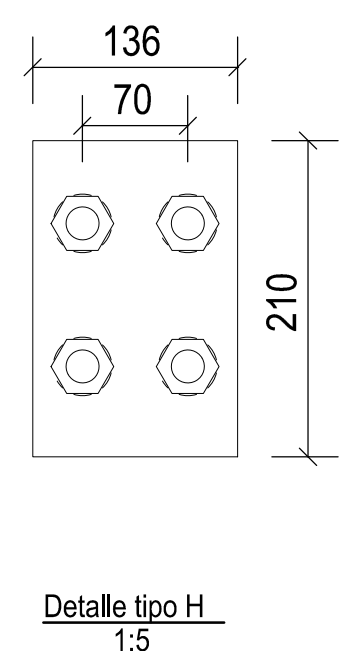
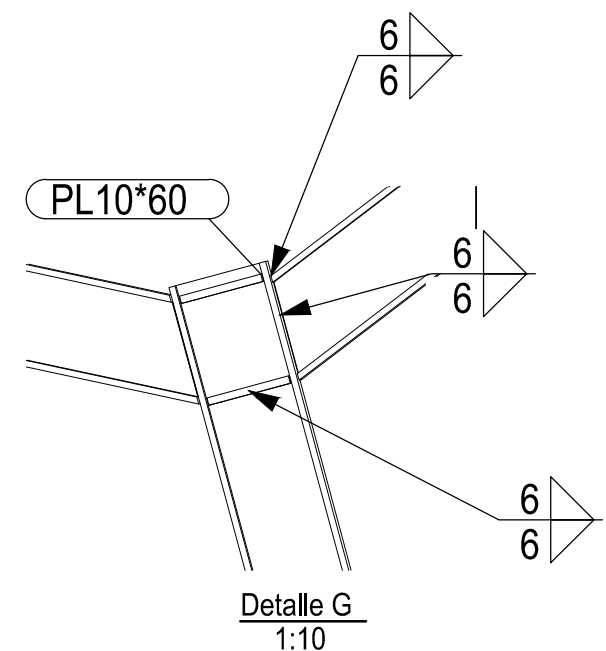
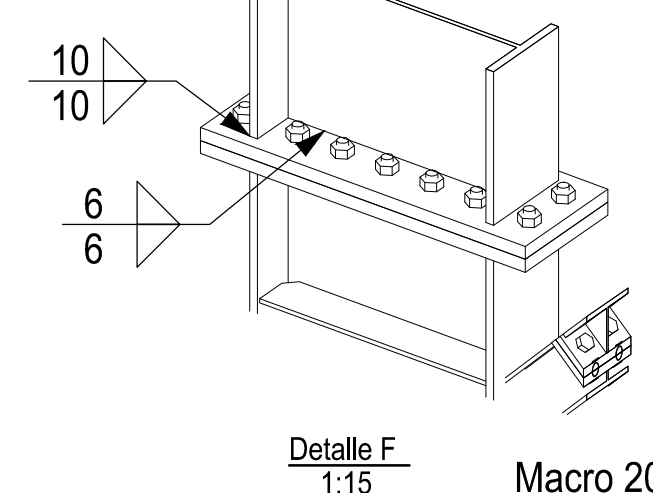
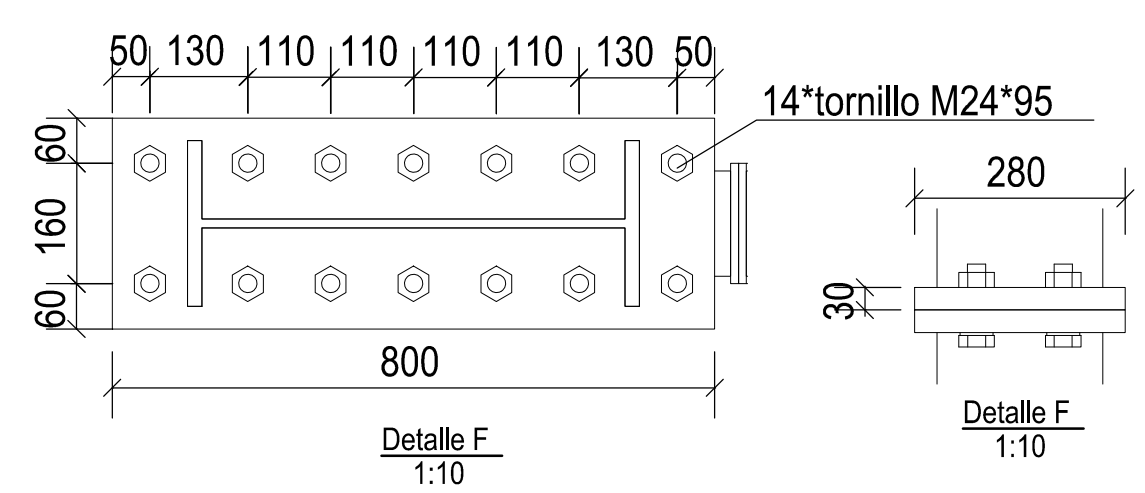
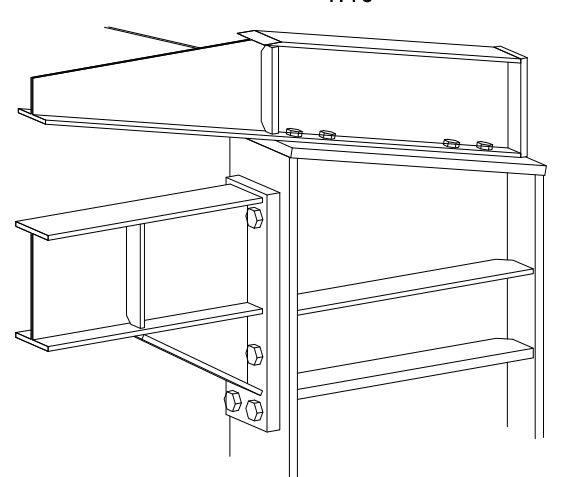
Macro 144	Dimensiones											
Perfil	e	a	c	D	E	H	F1	F2	F3	af	aw	nº Tornillo
IPE 240	20	40	40	80	150	410	90	150	90	9	5	8 M20x80
IPE 270	25	40	40	100	185	440	90	180	90	9	5	8 M20x90
IPE 300	25	45	45	110	200	490	101	199	101	9	5	8 M20x90
IPE 330	25	45	50	110	200	530	102	227	102	11	5	8 M20x90



Macro 141							
Perfil	IPE 140	IPE160	IPE 200	IPE 240	IPE 300	IPE 330	HEA 120
Angular	L90.9	L90.9	L100.10	L100.10	L120.12	L120.12	L90.9
Tornillo	M16x50	M20x55	M20x60	M20x60	M20x65	M24x70	M12x50
nº	2	2	2	2	3	3	2
Calidad	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9
L	95	115	140	170	210	250	80
a	20	30	30	40	35	50	20
b	20	55	80	90	70	75	40
c	50	50	60	60	80	60	50
al	4	4	5	5	5	5	5

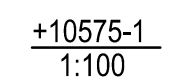
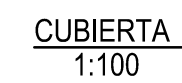
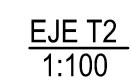
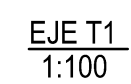
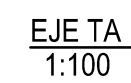


Macro 40	Dimensiones									
Perfil	e	a	b	c	D	E	F	G	H	F1 F2
IPE 240	25	40	65	40	80	150	280	160	480	280 115

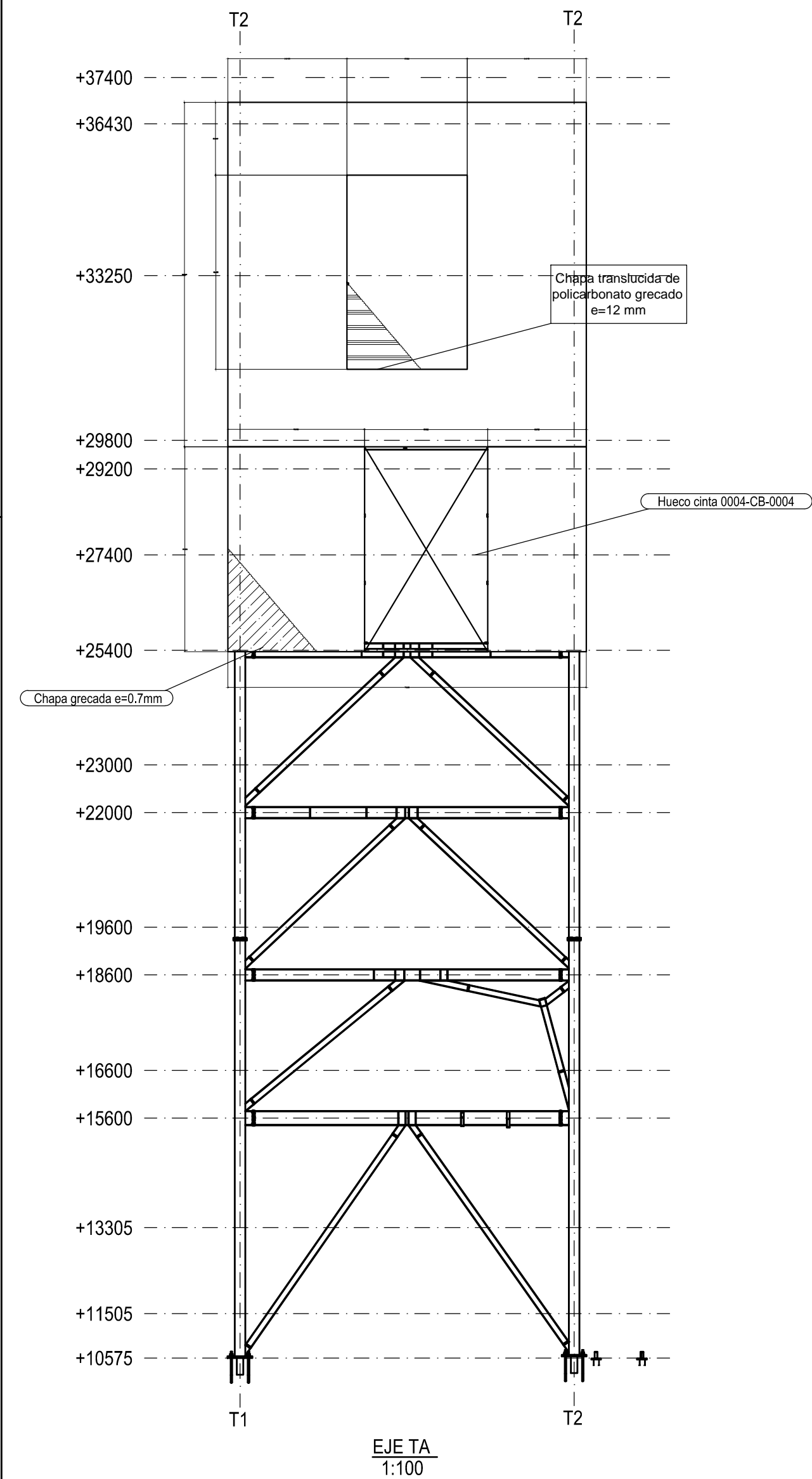


Nota: Todos los tornillos dispuestos en las uniones seran de calidad 10.9

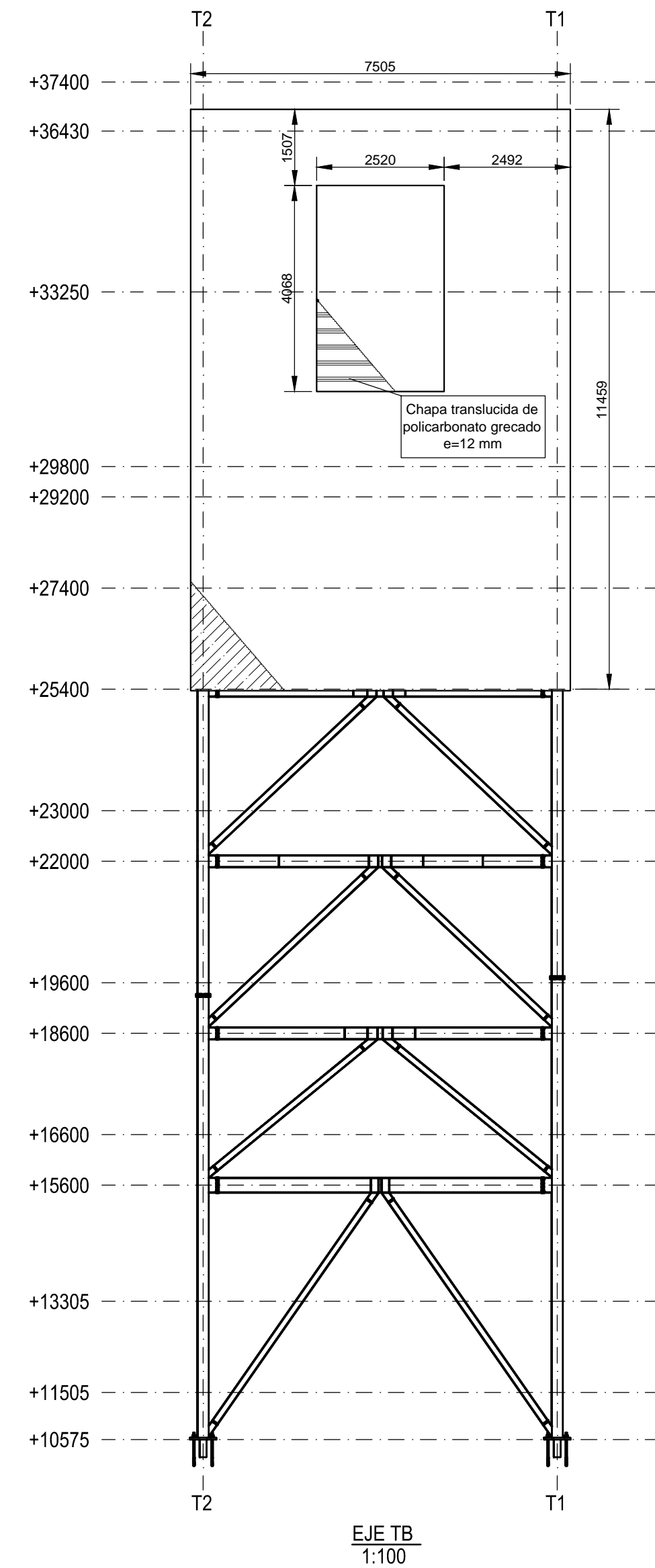
Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M		
Comprobado				
Revisado				
Escala	DETALLE DE UNIONES			Nº Plano: 18
1:100				Sustituye a:
				Formato: A2



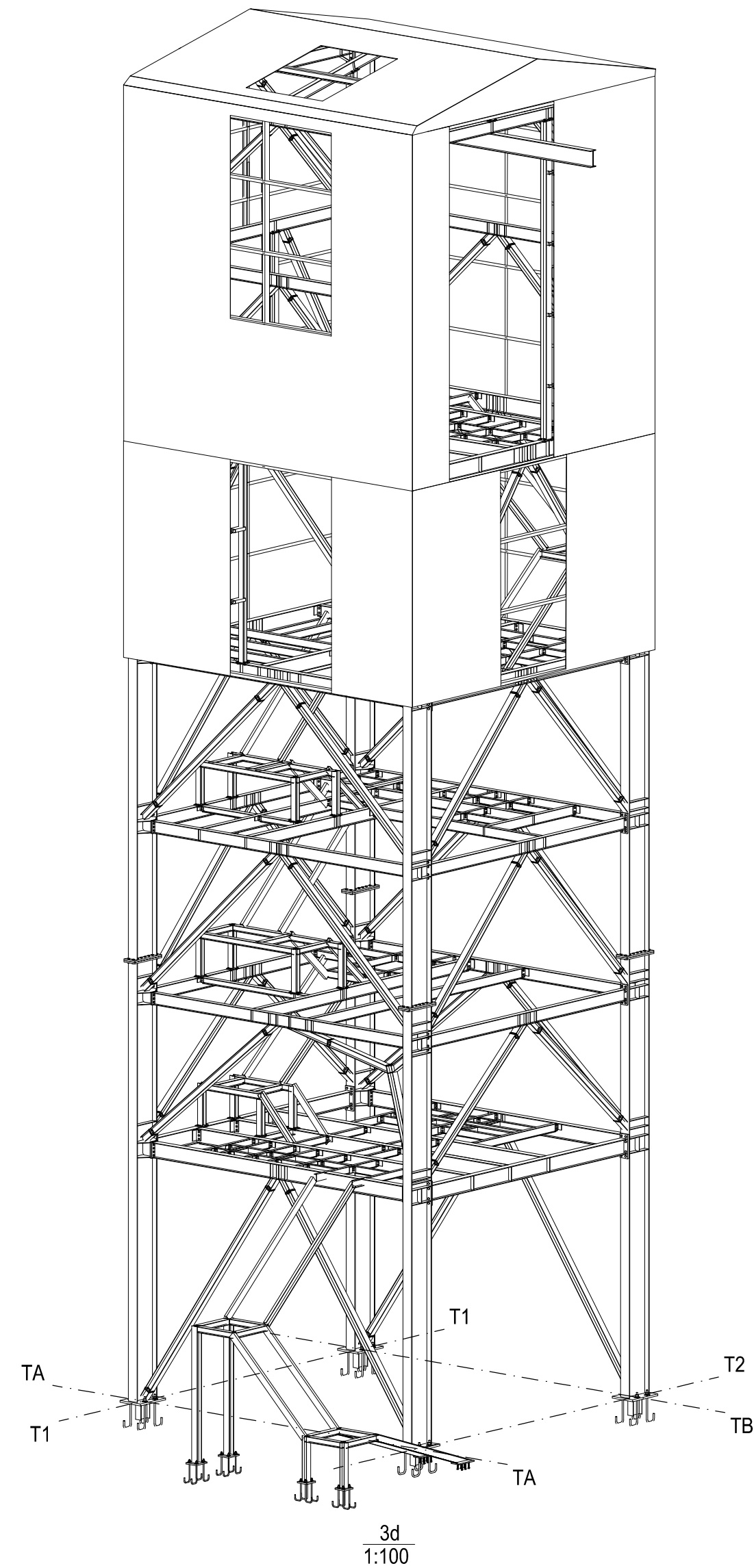
	Fecha	Nombre	Firma	<div>José Tomás Ramírez Muñoz</div> <div>UPCT</div> <div>Ingeniería Industrial</div> <div>Intensificación Estructuras</div>	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	DISPOSICIÓN DE CORREAS			Nº Plano: 19	
1:100				Sustituye a:	
				Formato: A2	



EJE TA
1:100

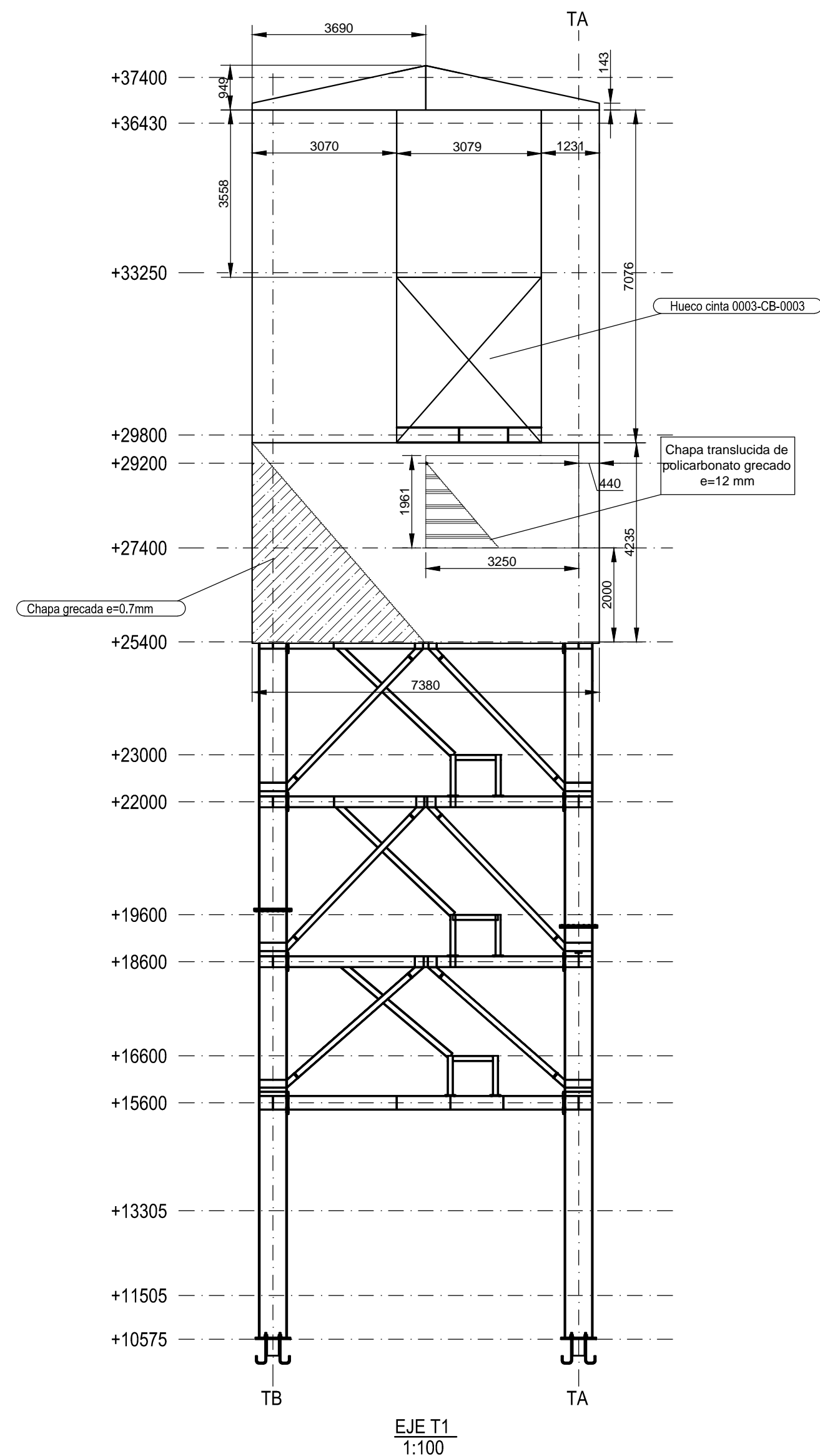


EJE TB
1:100

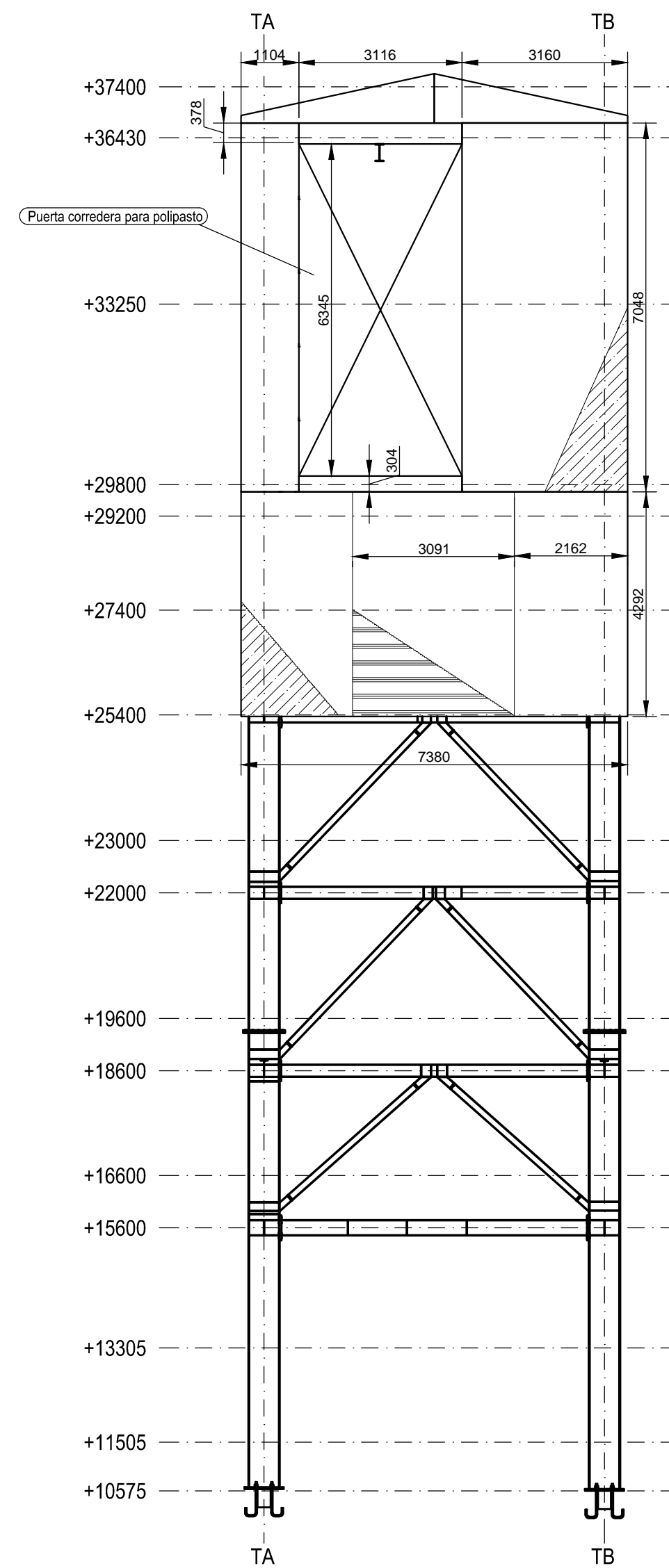


3d
1:100

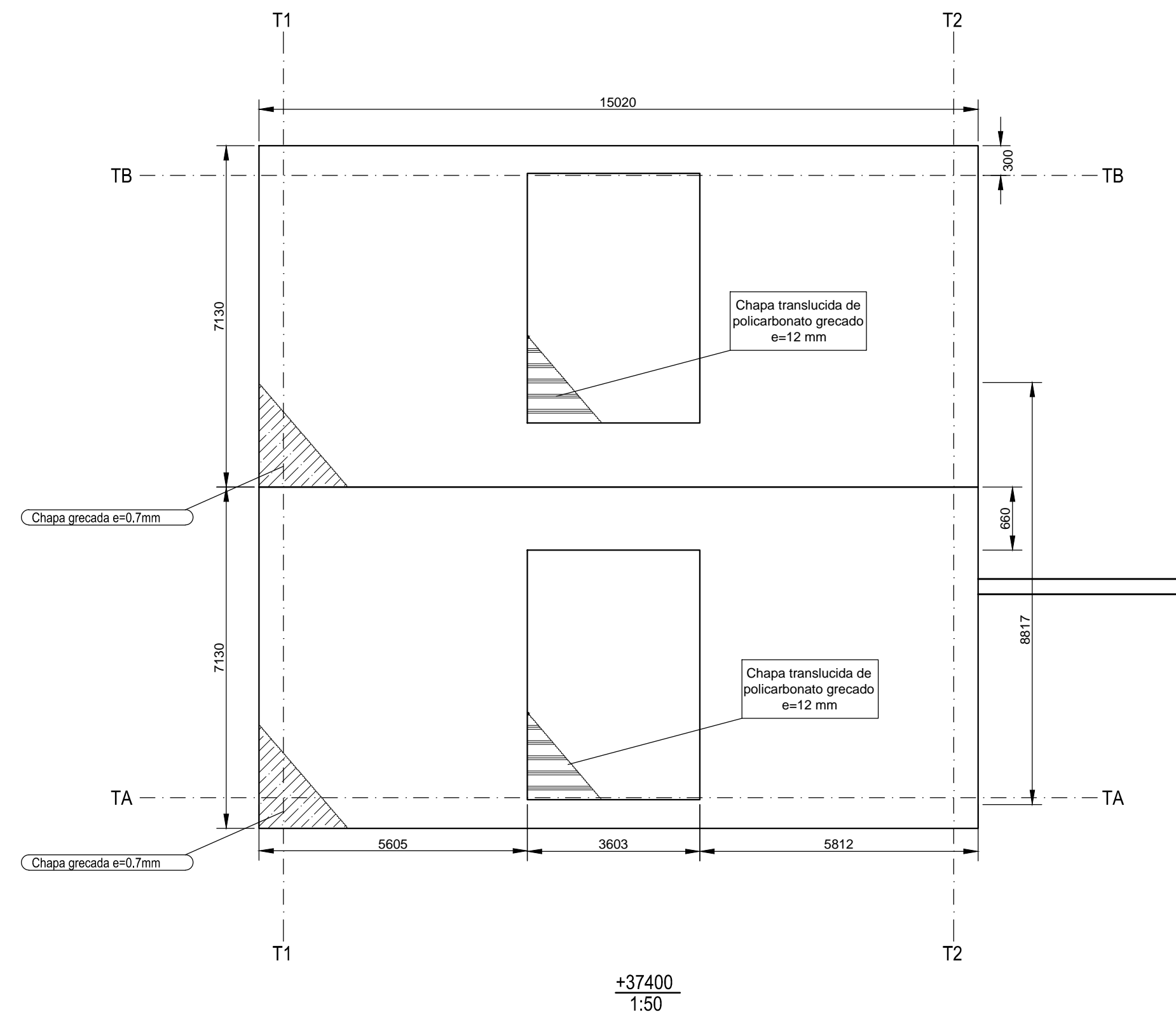
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	CERRAMIENTOS TA Y TB				Nº Plano: 20
1:100					Sustituye a:
					Formato: A2



EJE T1
1:100

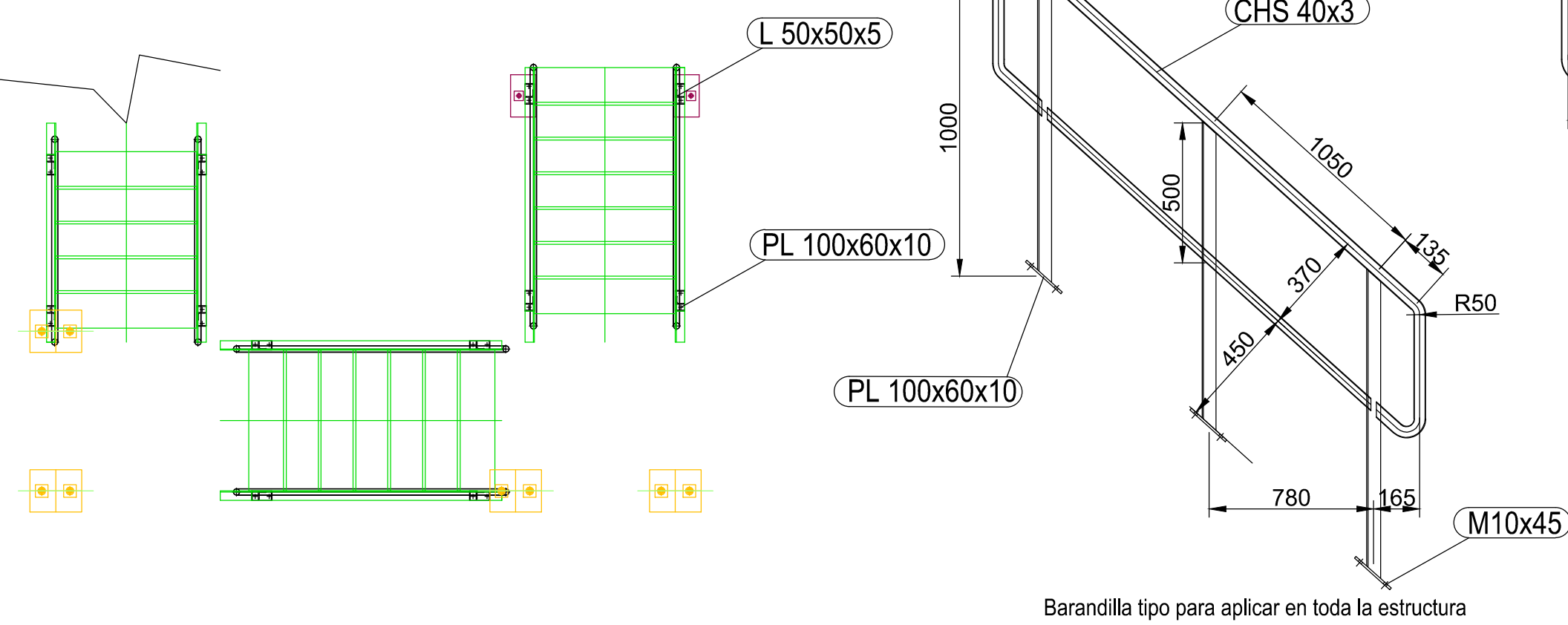
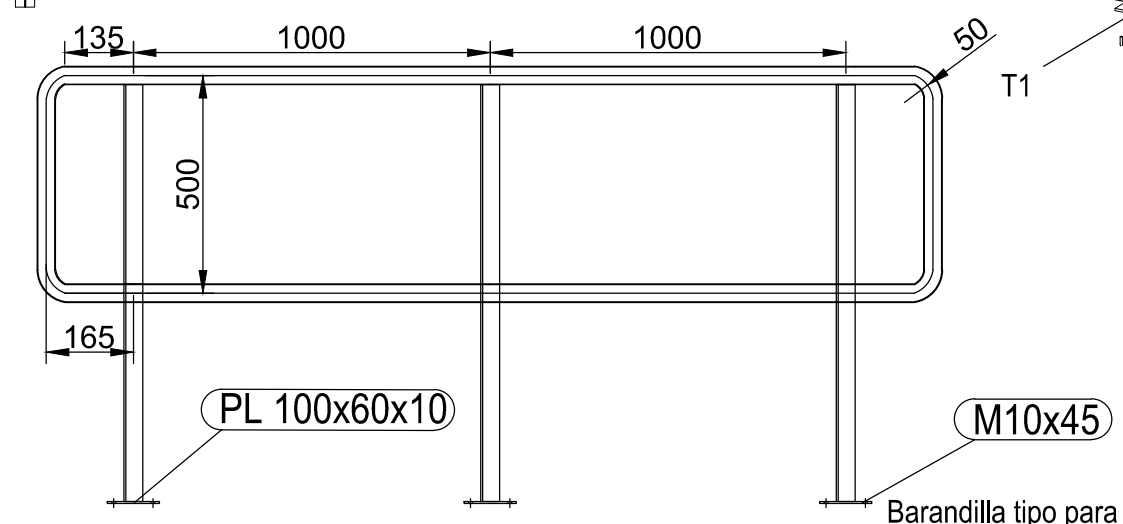
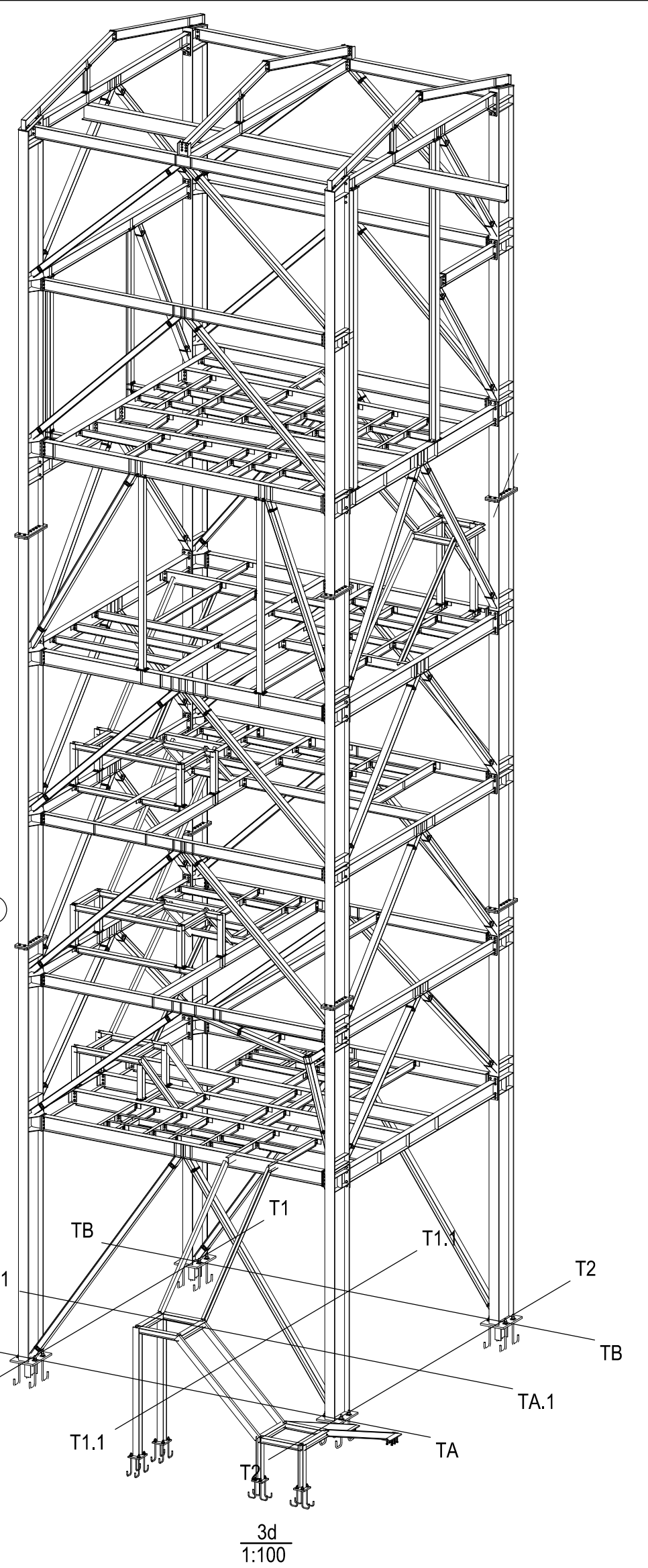
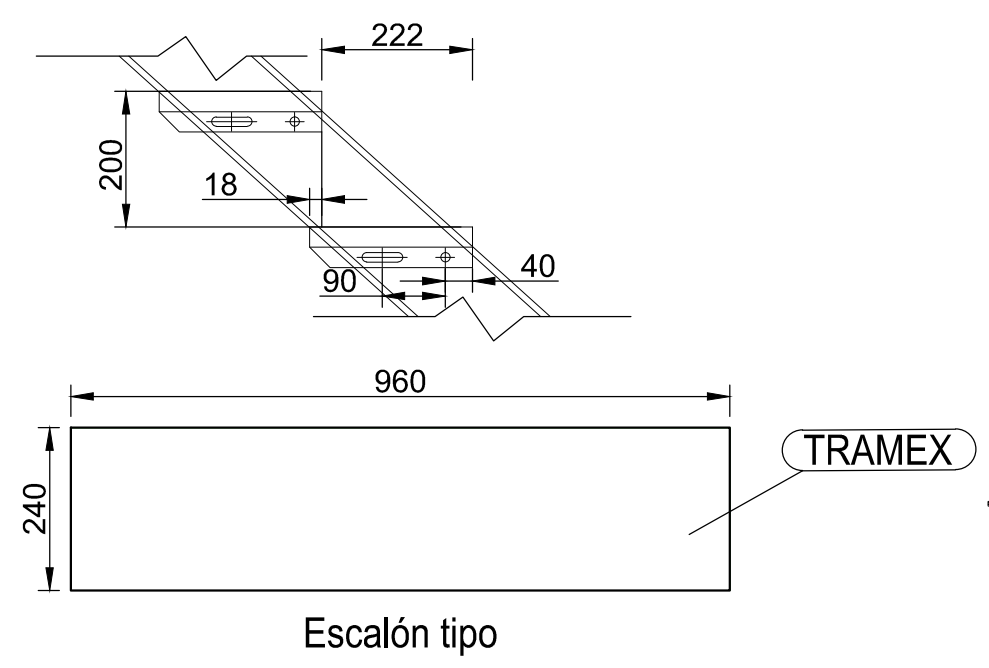
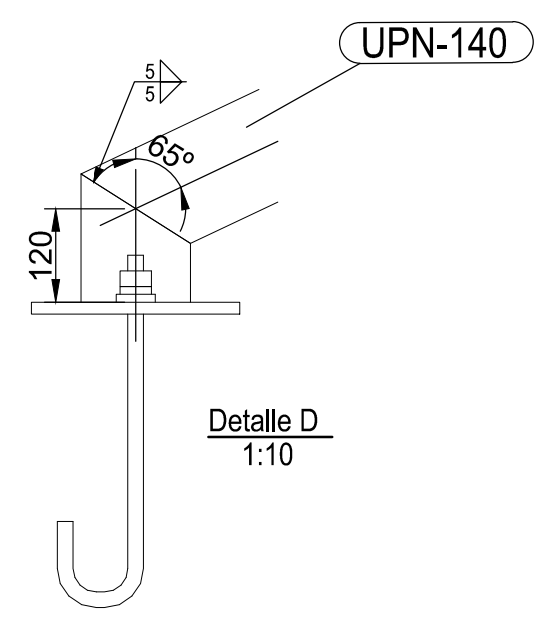
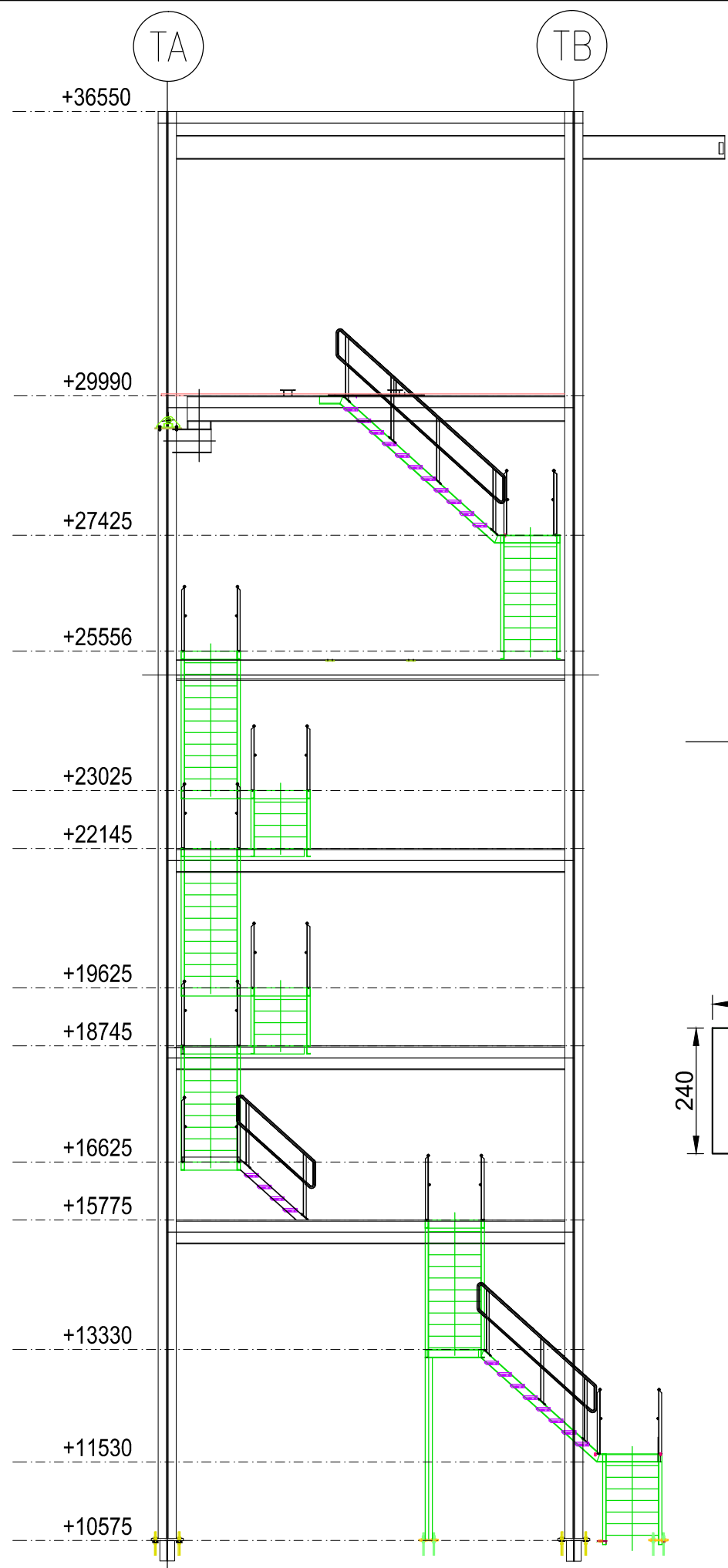
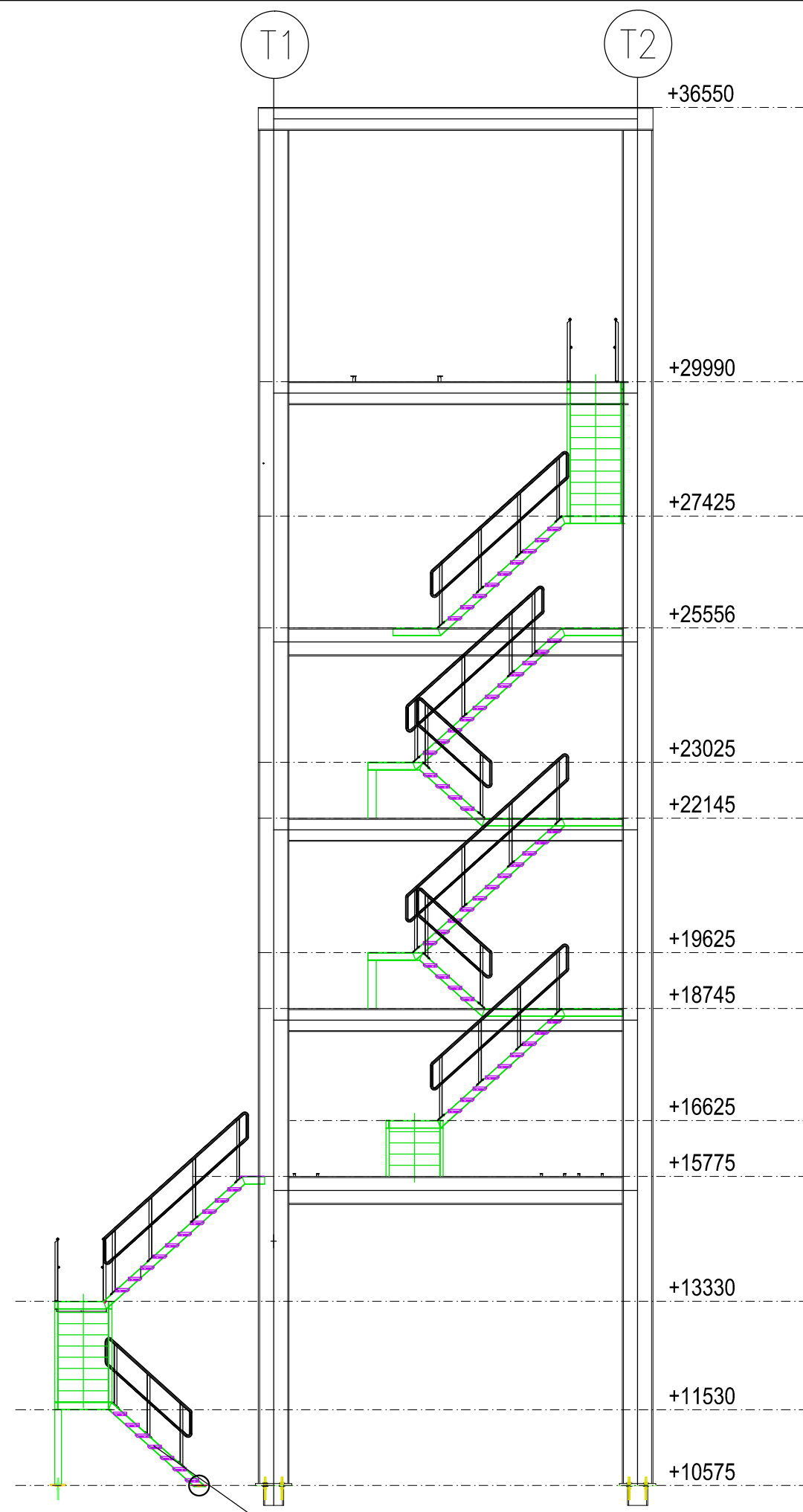


EJE T2
1:100

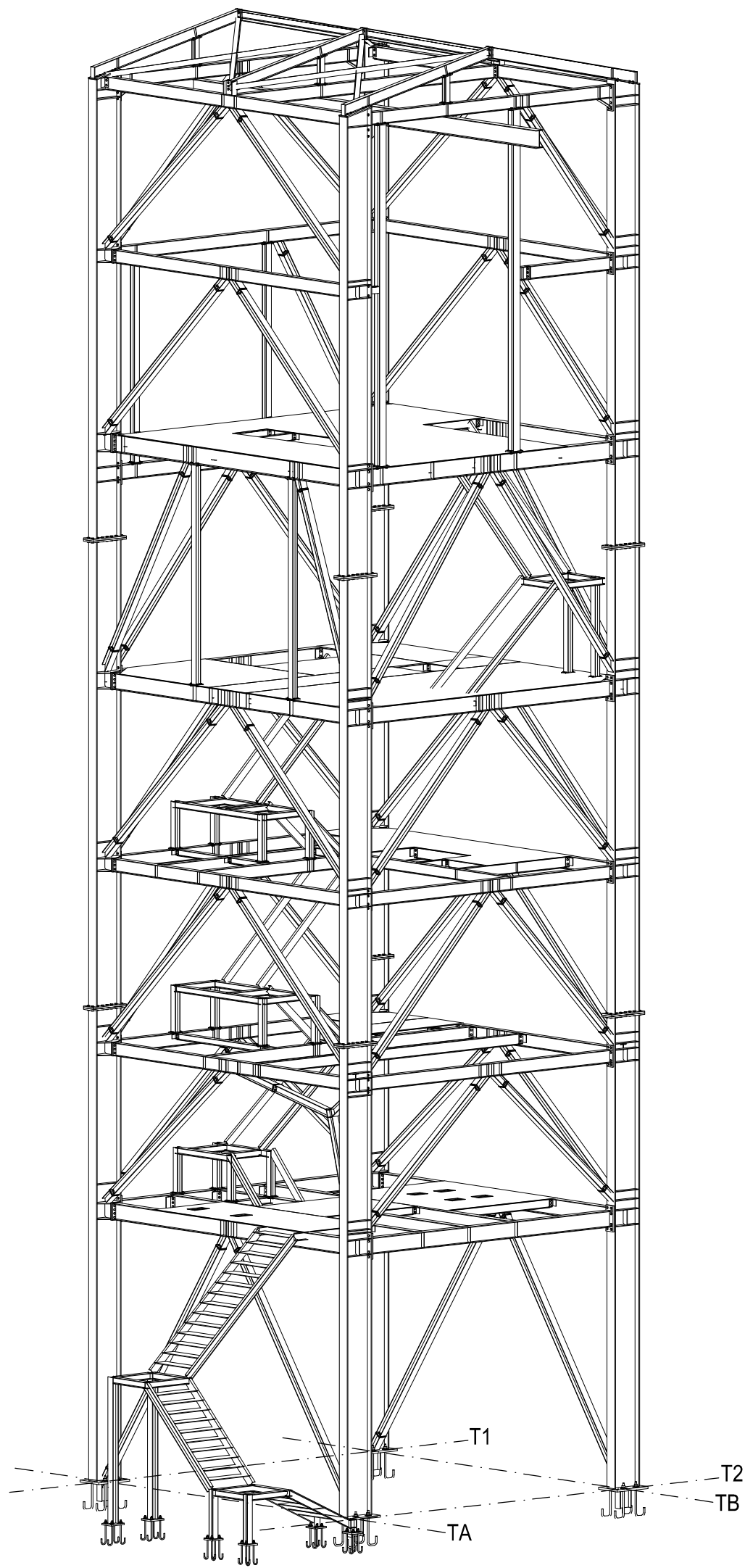


+37400
1:50

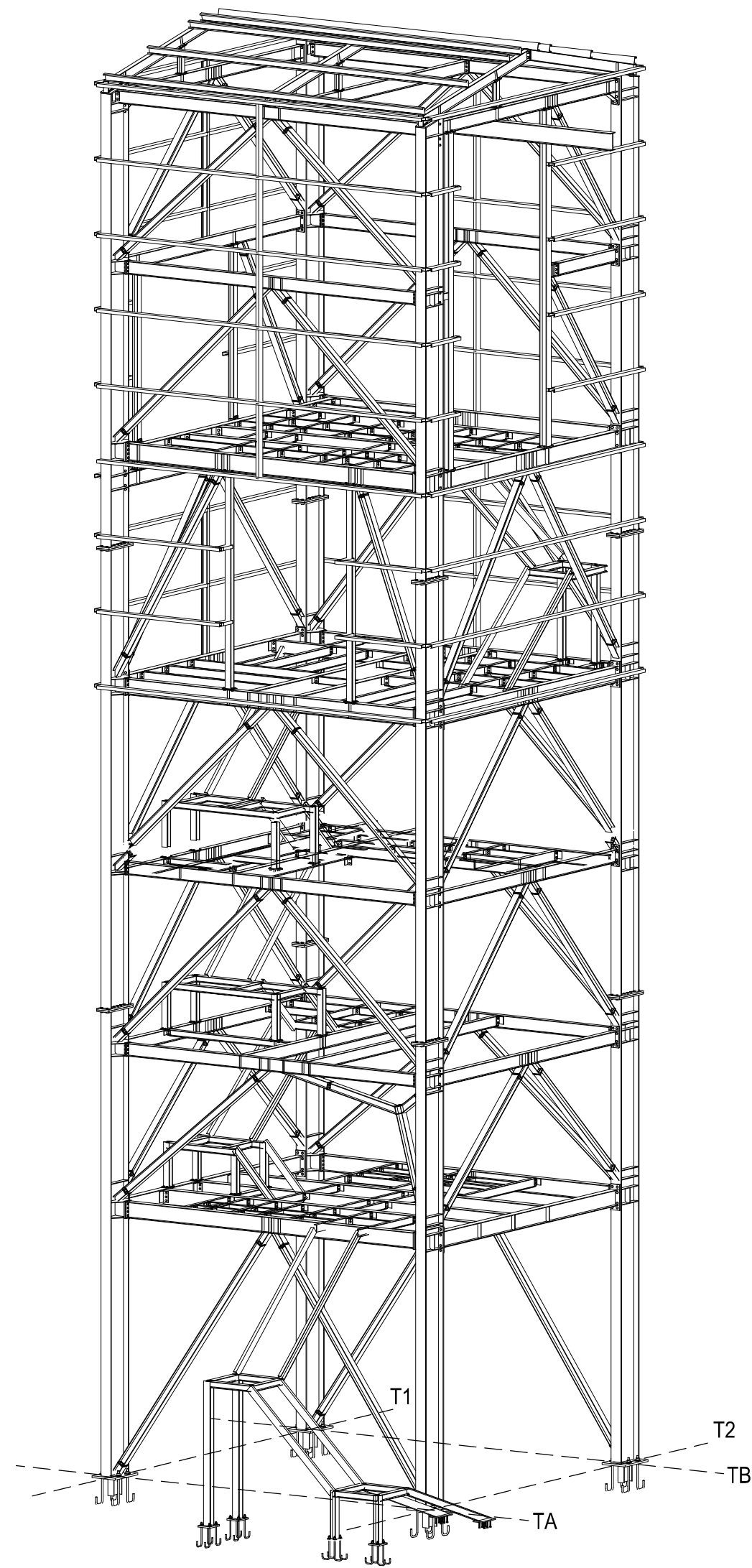
	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	CERRAMIENTOS T1 Y T2				Nº Plano: 21
1:100					Sustituye a:
					Formato: A2



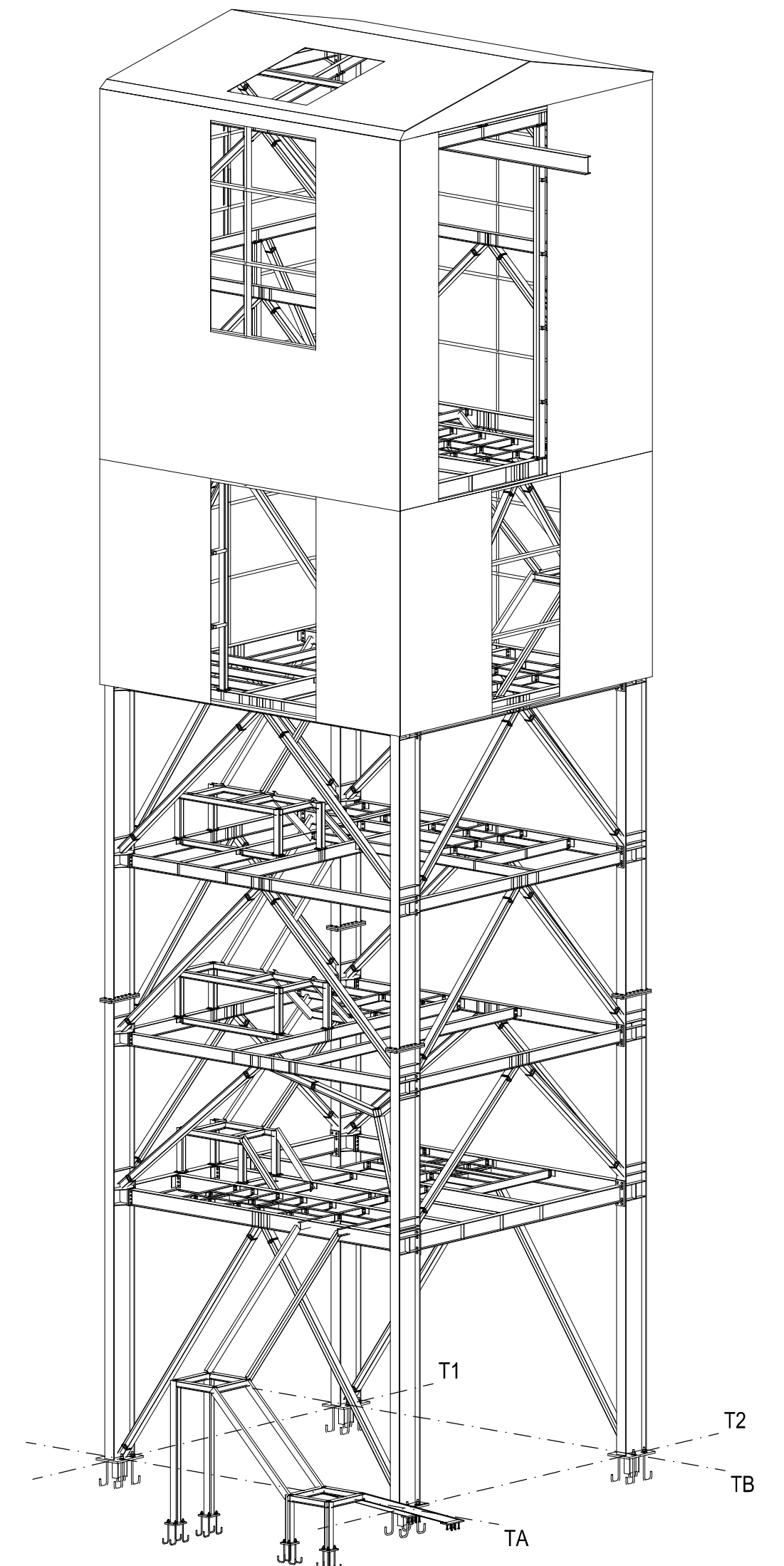
Escala 1:100	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
	Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M		
	Comprobado				
	Revisado				
DETALLE ESCALERAS Y BARANDILLA				Nº Plano: 22	
				Sustituye a:	
				Formato: A2	



ESTRUCTURA SIMPLE
1:100

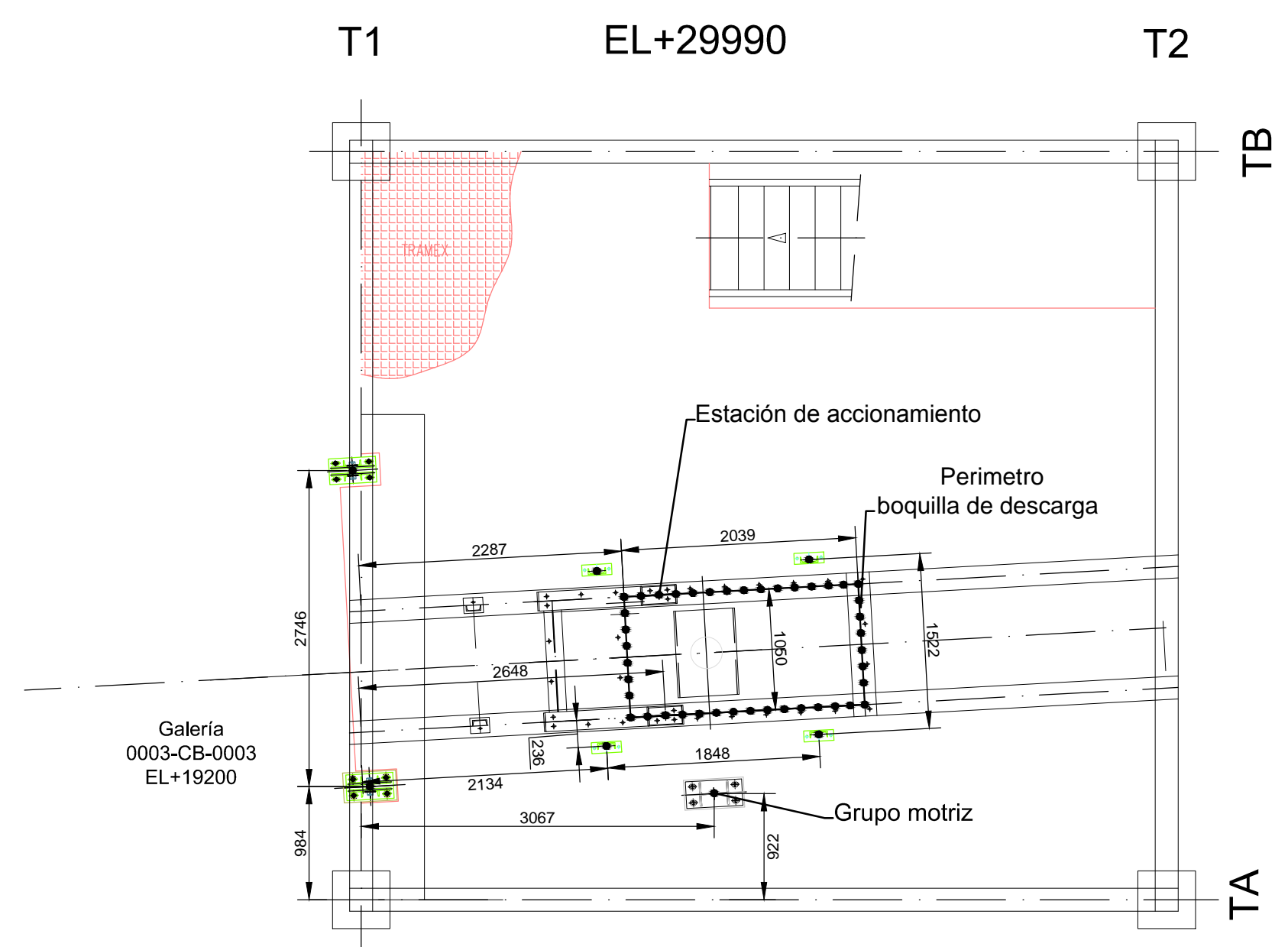
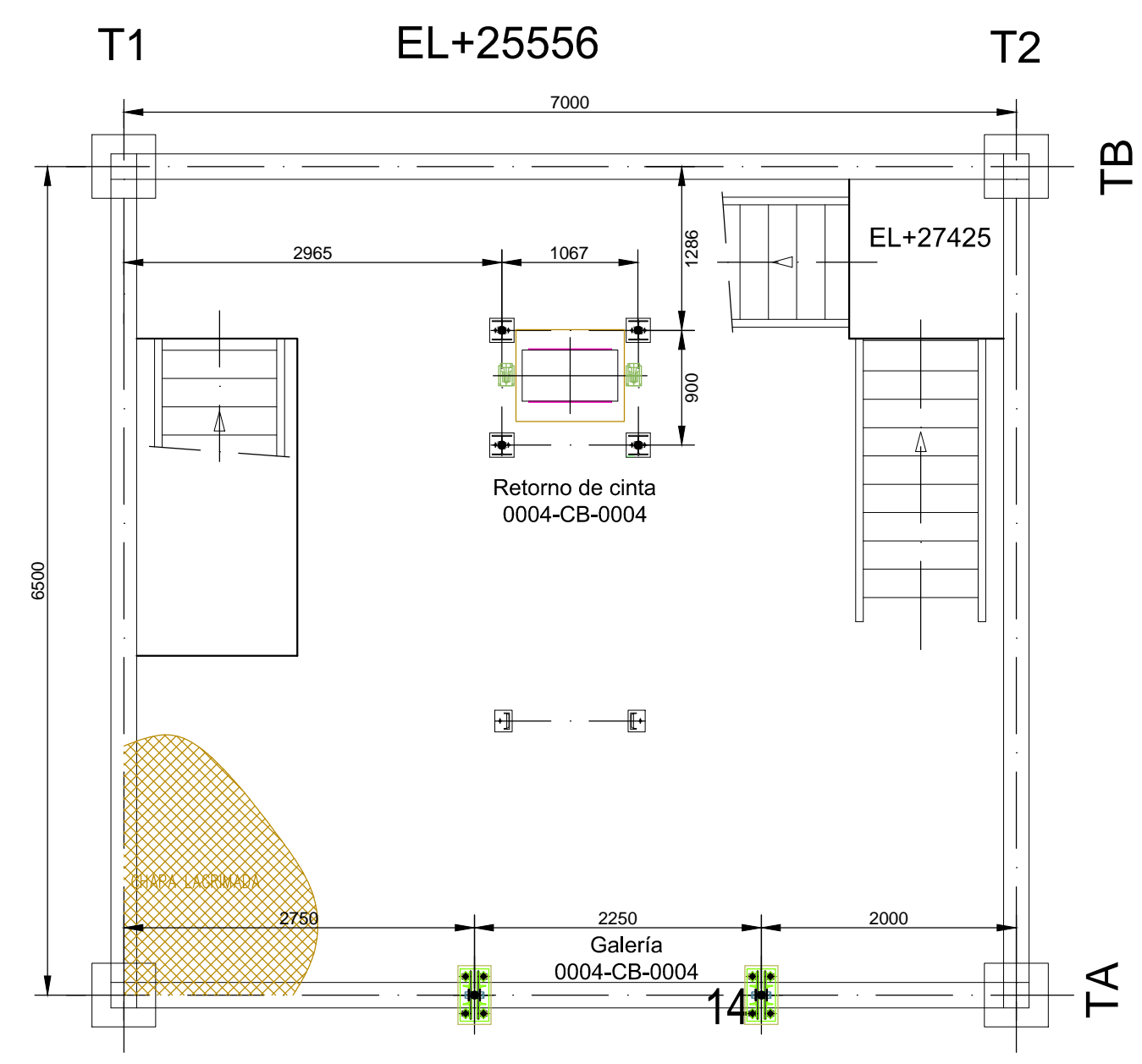
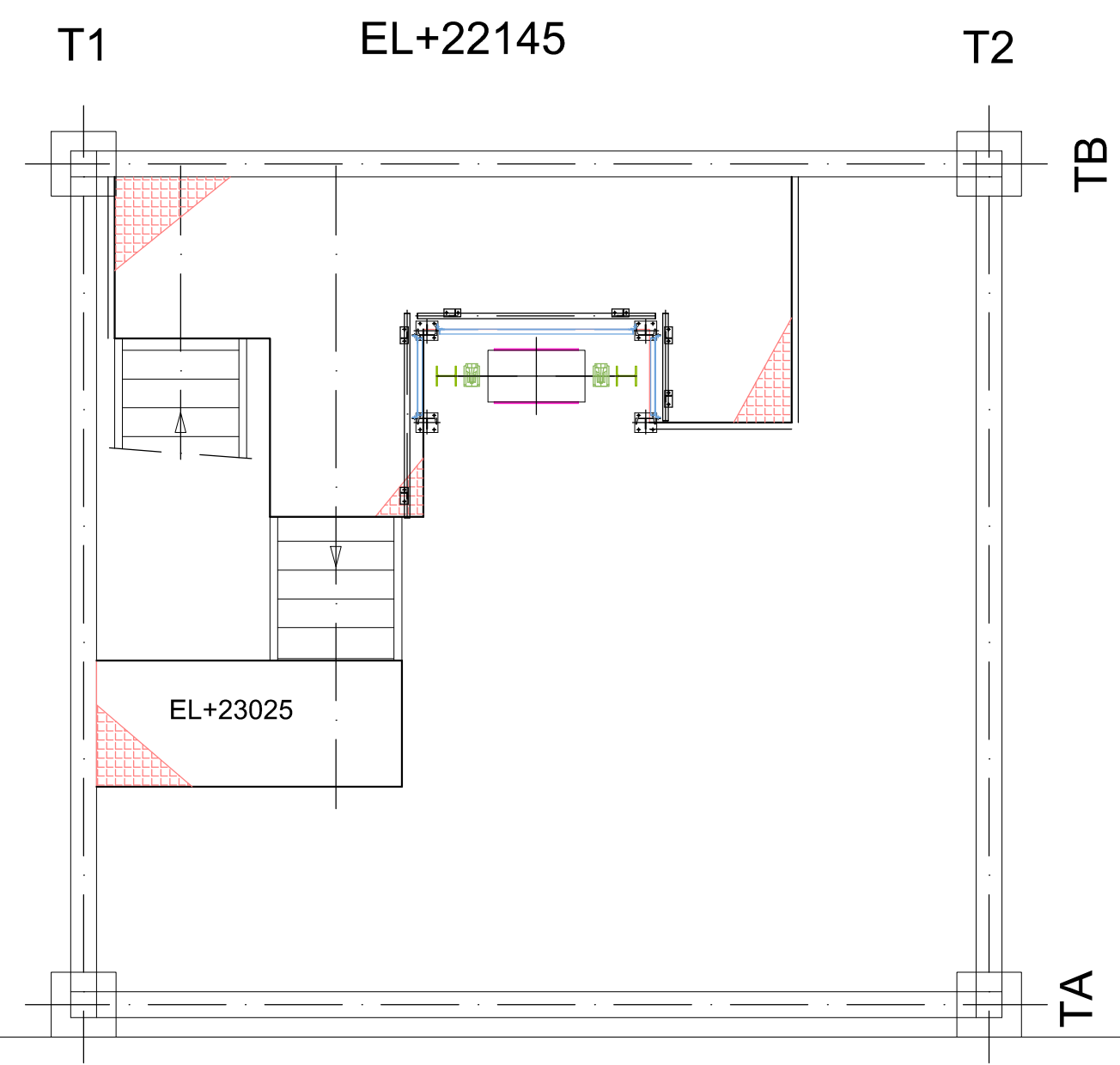
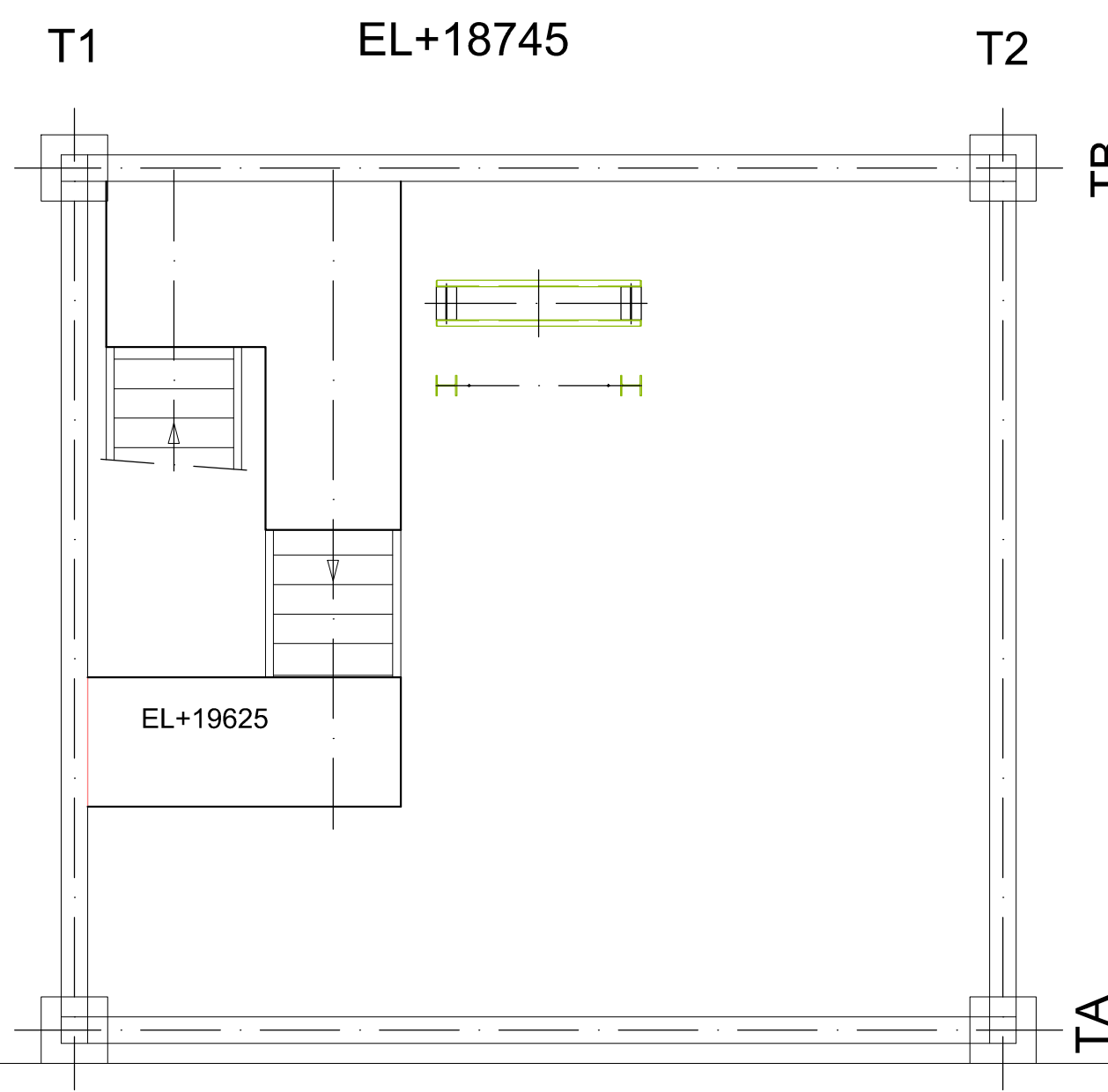
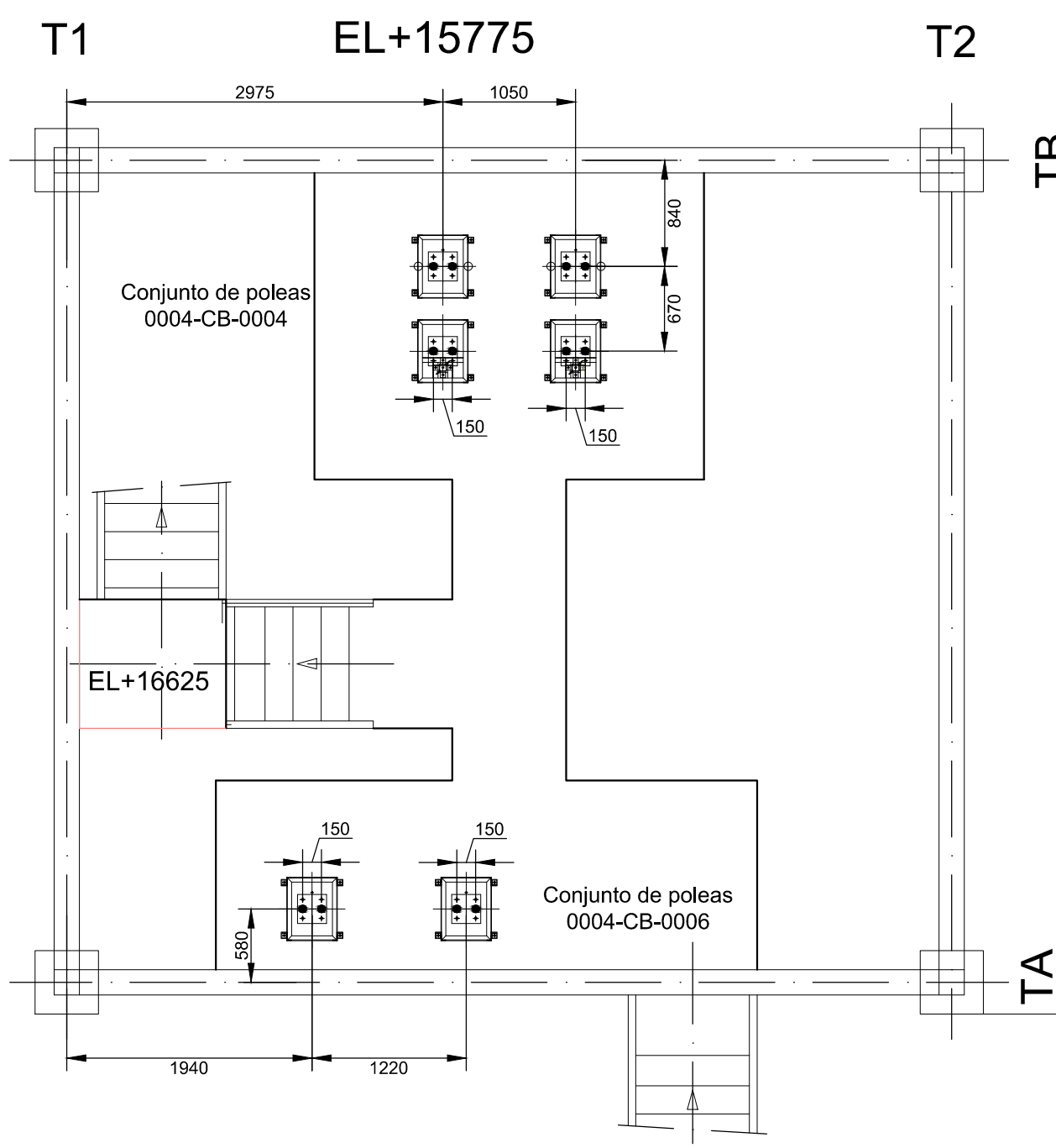


ESTRUCTURA CON CORREAS
1:100



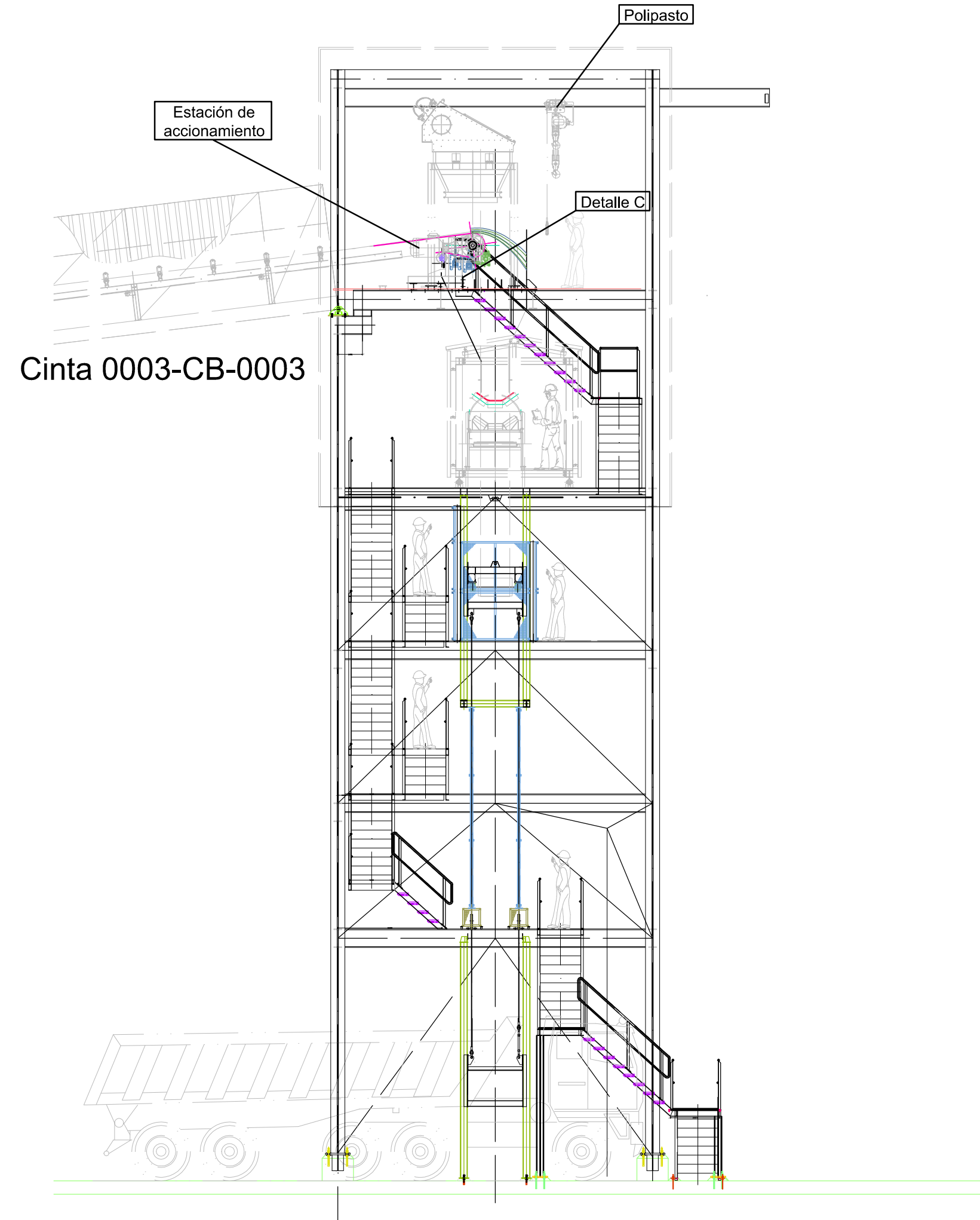
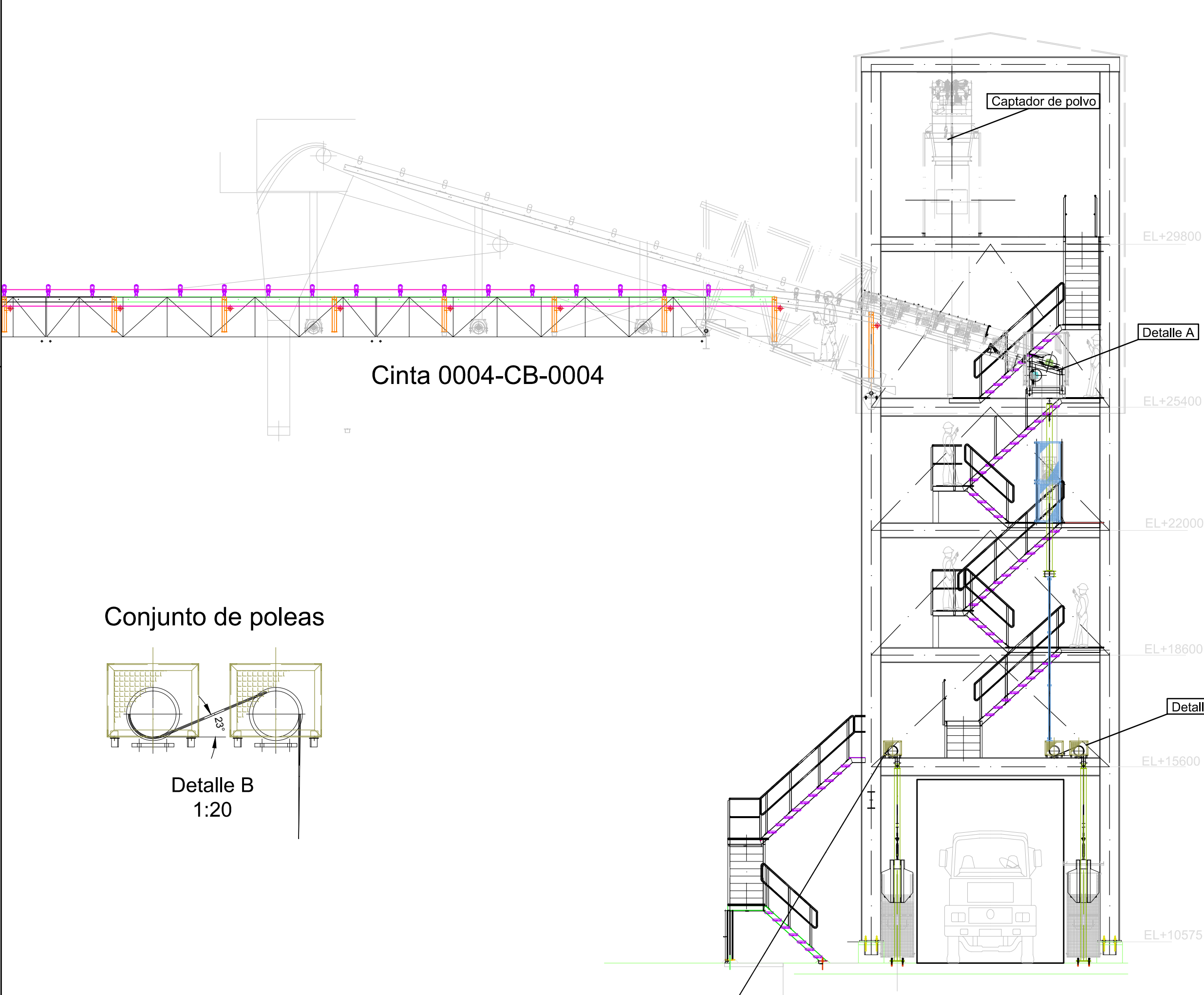
ESTRUCTURA CON CERRAMIENTOS
1:100

	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	ESTRUCTURA 3D				Nº Plano: 23
1:100					Sustituye a:
					Formato: A2

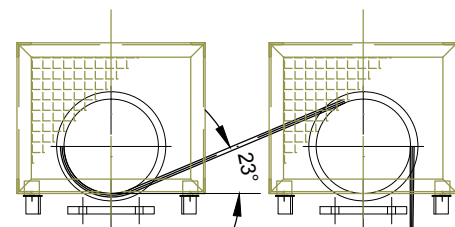


●
Símbolo de
posicionamiento de cargas

	Fecha	Nombre	Firma	José Tomás Ramírez Muñoz UPCT Ingeniería Industrial Intensificación Estructuras	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala	SITUACIÓN DE MAQUINARIA			Nº Plano: 24	
1:50				Sustituye a:	
				Formato: A2	

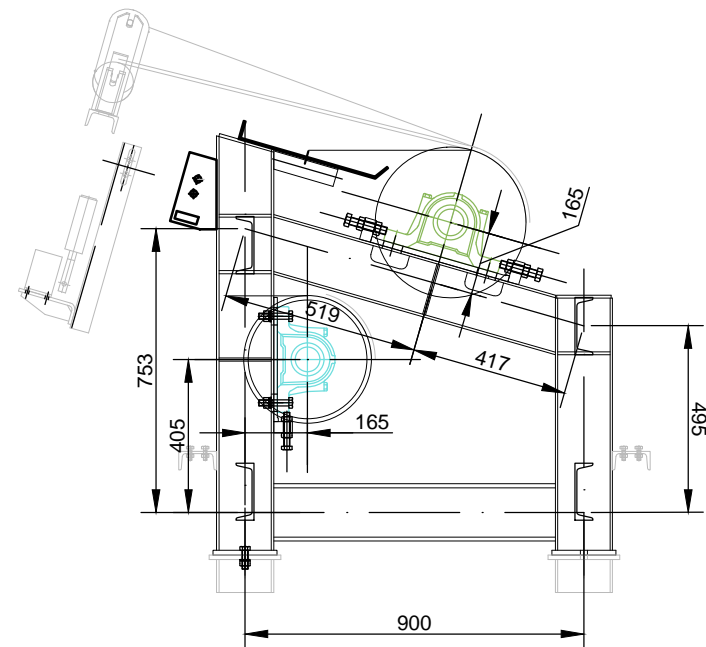


Conjunto de poleas



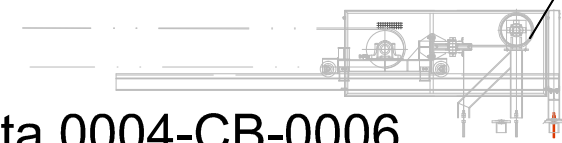
Detalle B
1:20

Retorno de cinta 0004-CB-0004

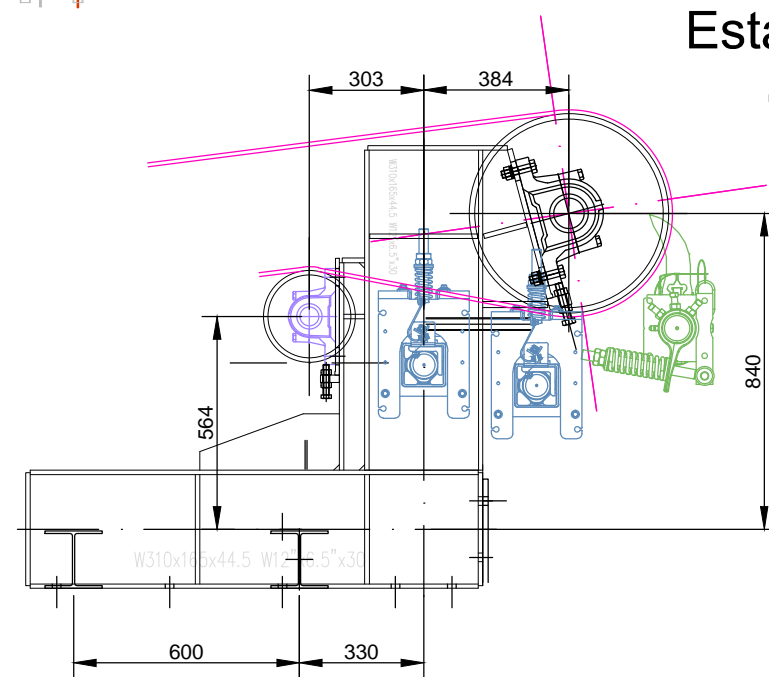


Detalle A
1:20

Cinta 0004-CB-0006



Estación de accionamiento
cinta 0003-CB-0003



Detalle C
1:20

	Fecha	Nombre	Firma	<div>José Tomás Ramírez Muñoz</div> <div>UPCT</div> <div>Ingeniería Industrial</div> <div>Intensificación Estructuras</div>	
Dibujado	20/11/2014	J.T.R.M			
Comprobado					
Revisado					
Escala 1:100	SITUACIÓN DE MAQUINARIA ALZADOS			Nº Plano: 25	
				Sustituye a:	
					Formato: A2



Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Cálculo y diseño de torre de transferencia de mineral

ANEJO C

Pliego de condiciones

Titulación: Ingeniero Industrial

Intensificación: Estructuras

Alumno/a: José Tomás Ramírez Muñoz

Director/a/s: Concepción Díaz Gómez

Co/Director: Sebastián Ginés Picó Vicente

Pliego de Condiciones

C.1. OBJETO

El objeto del presente Pliego de Condiciones es la definición y precisión de las condiciones que regirán para el suministro y ejecución de la obra una torre de transferencia minera, cuyas características técnicas están especificadas en el correspondiente proyecto.

C.2. ALCANCE

El alcance de esta especificación incluye pero no se limita, al suministro o prestación de todos los materiales, equipo, mano de obra y servicios necesarios para el correcto montaje y acabado final de una torre de transferencia minera.

C.3. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Serán objeto de las normas y dimensiones facultativas que se dan en este Pliego de Prescripciones todas las obras incluidas en el presupuesto, abarcando todos los oficios y materiales que en ella se emplean

Todas las obras se ejecutarán con entera sujeción a los planos del proyecto, a cuanto se determina en estas condiciones, al presupuesto y a todas las instrucciones verbales o escritas que el Ingeniero Director tenga a bien dictar en cada caso particular.

Se entienden por obras accesorias aquellas de importancia secundaria o que por su naturaleza no puedan ser previstas en todos sus detalles, sino a medida que avancen la ejecución de los trabajos.

Las obras accesorias se construirán con arreglo a los proyectos particulares que se redacten durante la ejecución, según se vaya conociendo su necesidad, y quedaran sujetas a las mismas condiciones que rijan para las análogas que figuran en la contrata con proyecto definitivo.

El recorrido general de las obras y fábricas se efectuará después de acabada la construcción de aquellas, pero antes que tenga lugar la recepción provisiona.

El Contratista no podrá obstruir en ningún caso la actuación del personal facultativo, en cuanto a las funciones de vigilancia e inspección que tenga a su cargo. A tal objeto facilitará por cuantos medios tenga a su alcance, comprobación de los replanteos parciales de las obras, pruebas y ensayos de los

materiales y de su preparación, así como reconocimiento de las fábricas o talleres en donde se prevea y no tratará de impedir el acceso del personal de vigilancia ya citado a todos los locales o parajes que tengan relación con la obra que se ejecuta.

I. PLIEGO DE CONDICIONES DE ÍNDOLE ECONÓMICA

C.4. CONDICIONES GENERALES DE PROPIEDAD Y CONTRATA

Las siguientes condiciones formaran parte integrante de todos los Contratos a los cuales se adjunta y a ellas haga referencia.

C.4.1. Representación en obra del proyecto

El Propietario nombrará un representante quien por delegación expresa suya, se encargara de la supervisión y aceptación del trabajo y de la administración del Contrato.

Toda la correspondencia relacionada con el trabajo, deberá ir dirigida al representante del propietario que será de hecho el Director de la obra, y haciendo siempre referencia al título del Contrato

C.4.2. Comprobación por parte del Contratista

Se considerara que el Contratista ha comprobado el lugar de construcción y los planos, especificaciones y listas, antes de presentar su oferta y que ha quedado conforme con las especificaciones y condiciones en que se habrá de ejecutar el trabajo, inclusive en lo que se refiere al alcance del trabajo, índole y naturaleza del mismo, posibles obstrucciones y cualquier otra condición que en uno y otro medio pueda influir en el mismo.

El Contratista en su visita al lugar de construcción, deberá conocer las disposiciones laborales o de otra índole, vigente, que puedan ser de aplicación en la realización del trabajo, la disponibilidad de mano de obra local, de materiales, condiciones locales de transporte y alojamiento del personal. No se admitirá ninguna reclamación por parte del Contratista de la obra por no haber hecho dicha comprobación.

C.4.3. Relación con los productores del propietario

En caso de que el personal del Propietario deba trabajar para el Contratista por razón de prestación de auxilio y otro motivo, su labor será supervisada directamente por el Propietario o sus legados de quien dependerá directamente, no pudiendo admitir gratificación alguna de aquel bajo ningún concepto.

C.4.4. Contratación del personal

El Contratista no contratará para la realización del trabajo, personal de otros Contratistas que estén desarrollando trabajos para el mismo Propietario, en el área de la obra sin autorización de la dirección. La contratación de personal en su antigua empresa es de treinta días naturales anterior a la fecha de la nueva contratación.

C.4.5. Subcontratación total o parcial

El Contratista no subcontratará ni se asociara a terceros para la ejecución del trabajo sin aprobación previa por escrito de la dirección de la obra. Esta aprobación no eximirá al Contratista de sus responsabilidades ni de sus obligaciones derivadas del Contrato.

Los subcontratistas, asociados, agentes, etc. del Contratista, empleados en el trabajo, serán considerados a todos los efectos como empleados del Contratista.

El Contratista deberá asegurarse de que todos sus subcontratistas, asociados, agentes, etc., cumplen con los términos del Contrato, como si fuesen sus empleados, siendo responsable de cualquier fallo o negligencia por parte de aquellos que han firmado dicho Contrato con el Contratista.

C.4.6. Relación con otros Contratistas

El Contratista accede a que parte del trabajo pueda ser realizado simultáneamente con otros Contratistas. Asimismo, renuncia a plantear reclamación alguna para su resarcimiento por cualquier ineficiencia resultante de lo anterior. Si surgiese alguna diferencia de opinión entre dos o más Contratistas, la decisión final e inapelable será la tomada por el Director de la obra.

C.4.7. Personal de la obra

C.4.7.1. Jefe de obra

Durante todo el periodo de ejecución del trabajo, el Contratista tendrá permanentemente en obra un Jefe de obra competente y tantos ayudantes como sean necesarios para supervisar a todo su personal y administrar adecuadamente el Contrato.

El Jefe de obra representará al Contratista y todas las instrucciones relativas a la consecución del trabajo dadas por aquel por escrito, obligarán al Contratista tanto como si se lo hubiesen dado a él directamente.

El Contratista no podrá cambiar su Jefe de obra sin la previa autorización por escrito del director de la obra.

El Jefe de obra será el responsable plenamente de la organización y dirección del trabajo y del manejo y control del personal del Contratista, empleados para la ejecución de la obra, debiendo conocer detalladamente las condiciones y términos del Contrato.

C.4.7.2. Operarios

El Contratista dispondrá en todo momento de la mano de obra necesaria en sus diferentes especialidades para cumplir con la programación del trabajo.

Así mismo, mantendrá en todo momento una disciplina y orden entre sus operarios, y retirar de la obra a toda persona impropia para la labor que le ha sido asignada por la dirección, la cual podrá solicitar la sustitución del personal del Contratista, que a su exclusivo criterio, considere inadecuado.

El Contratista se obliga a cumplir con las normas laborales vigentes.

El Contratista se obliga a exhibir a la dirección a requerimiento de esta, el documento que acredite que se haya en posesión del carné de empresa con responsabilidad. Igualmente el Contratista, vendrá obligado a mostrar en cualquier momento, a requerimiento de la dirección copia del parte de alta en la Seguridad Social y copia de la relación nominal del personal que presta sus servicios para la ejecución de los trabajos contratados y según los modelos oficiales aprobados.

El Contratista quedará obligado a facilitar a sus empleados y operarios una tarjeta de identificación personal, que deberá mostrar a la vigilancia del Propietario para que sea el acceso al emplazamiento de la obra. El Contratista cuidará que el casco de protección de su personal sea de un mismo color, a fin de que pueda ser fácilmente identificado.

C.4.8. Instrucciones de trabajo

El Contratista deberá efectuar cuantos planos, croquis e instrucciones de trabajo sean necesarios para permitir a los distintos oficios involucrados en la obra, proceder a la ejecución ordenada de los detalles que no estén cubiertos en los planos o condiciones facultativas que le entregue el Propietario o que, estando cubiertos, no lo están con la suficiente claridad.

El Contratista deberá presentar tres copias de los planos, croquis e instrucciones mencionadas, con la suficiente antelación para obtener su aprobación. La aprobación por parte de la dirección, de estos planos de detalle e instrucciones para la ejecución, no relevaran al Contratista de las responsabilidades civiles o contractuales en que pueda incurrir por no atenerse a los planos o Pliego de Condiciones que le serán entregados por el Propietario, excepto en el que hiciese constar por escrito al director de Construcción, los riesgos específicos que pueden existir al desviarse de lo especificado y obtenga aprobación por escrito de la dirección. La obtención de la aprobación de los planos de detalle e instrucciones complementarias, tampoco releva al Contratista de responsabilidad por mal ejecución de la obra, debido a errores que existan en dichos planos o instrucciones.

El Contratista no retirará ningún material del almacén del Propietario ni comenzara ningún trabajo hasta que los planos, especificaciones y lista de materiales correspondientes al mismo estén marcados, como aprobados para la construcción. El Contratista comprobará detenidamente, todos los planos, especificaciones y listas y demás información que le sea remitida y avisará inmediatamente a la dirección de la obra sobre cualquier error, incompatibilidad y omisión que el Contratista haya podido encontrar en ellos.

C.4.9. Instalaciones provisionales

El Contratista será responsable del transporte, almacenamiento y conservación de los materiales y equipos que forman parte de su suministro, hasta la aceptación del trabajo por el Propietario. El Contratista se ajustará a las normas del Propietario respecto a la entrega y control de los materiales.

C.4.9.1. Oficinas, almacenes y talleres

El Contratista montará a su cargo las oficinas y almacenes necesarios para la protección de su personal y equipo, y los talleres que se requieran para la debida ejecución del trabajo.

El Contratista desmontará y retirará sus instalaciones temporales a la terminación del trabajo, dejando la zona limpia de basuras, escombros, etc.

C.4.9.2. Instalaciones sanitarias

El Contratista montará a su cargo las instalaciones sanitarias necesarias para su personal, tomando las medidas necesarias para la buena utilización y conservación de las mismas.

C.4.10. Programación de las obras

El Contratista incluirá en su oferta un programa del desarrollo de la obra detallado, tomando como punto de partida los planos e información complementaria que le han sido entregados.

El debido cumplimiento de este programa se revisará quincenalmente de acuerdo con la información y necesidades del trabajo.

El Contratista presentará a la dirección un organigrama de personal, curva de ejecución, curva de

horas-hombre y cuadro de disponibilidad con fechas, de la maquinaria y equipos a utilizar.

El Contratista deberá informar a la dirección de la obra antes de la retirada de ningún tipo de equipo ni mano de obra del emplazamiento de la obra.

C.4.11. Desarrollo de las obras

El Contratista proporcionará un número suficiente de operarios, personal supervisor y administrativo que sea necesario, para cumplir con el programa de construcción. El Contratista proporcionará los equipos y maquinaria necesarios para cumplir adecuadamente con el montaje según los planos de la obra.

El Contratista está obligado a presentar al representante del Propietario, si este así lo requiere, copia de todos los pedidos de materiales que forman parte de sus suministros, indicando la fecha en que dichos materiales se recibieron en la obra.

El Contratista entregará a la dirección los siguientes informes en impresos cuyo formato deberá presentar de antemano para su aprobación:

- Informe diario de personal, según su categoría y especialidades empleadas en la obra.
- Informe diario de trabajo (a juicio de la Dirección de obra).
- Informe diario de liquidación mediante precios auxiliares para el trabajo efectuado en el día anterior.

C.4.12. Demora de obras

El Contratista informará a la dirección de todas aquellas causas que puedan suponer retrasos en la realización del trabajo, antes de que transcurran dos días naturales, contados a partir del momento en que se produjo la circunstancia que ocasiono o pueda ocasionar el retraso.

C.4.12.1. Demora por fuerza mayor

No supondrá incumplimiento de las obligaciones previstas en el Contrato los retrasos provocados por casos fortuitos o de fuerza mayor.

C.4.12.2. Demora por causa del Propietario

Cuando el plan previsto de trabajo no puede ser llevado a la práctica por fallos imputables al Propietario, tales como retrasos en la entrega de materiales que debían ser suministrados, en la entrega de la información, habiendo cumplido el Contratista todas sus obligaciones, el Propietario podrá exigir al Contratista un aumento de personal por encima de la punta prevista en la curva horas-hombre, eligiendo cualquiera de los sistemas que se indican a continuación, para resarcir al Contratista de los gastos en exceso en que debe incurrir para recuperar el retraso:

- Abonarle la totalidad de los gastos de transporte del exceso de personal, desde la ciudad en que el Contratista tiene su domicilio social hasta la ciudad más cercana a la ubicación del trabajo. Esta condición será de aplicación solamente en el caso de que el personal en exceso proceda de fuera de la zona local y se refiera únicamente a Contratistas de ámbito nacional.

- Obligar al Contratista a trabajar en horas extraordinarias y jornadas festivas y/o nocturnas no previstas en el Contrato y siempre que la reglamentación laboral lo permita, compensando el costo en exceso que esta obligación ocasiona al Contratista, por medio de una prima razonable negociada, que en ningún caso podrá superar el cinco por ciento del importe del trabajo.

C.4.12.3. Demora por causa del Contratista

El Contratista trabajará en horas extraordinarias y festivos sin cargo alguno hasta recuperar los retrasos ocasionados en la obra que le sean imputables y obtendrá a su costa todos los permisos para trabajar en horas extraordinarias, nocturnas o festivas. La lluvia, mal tiempo, viento desagradable, heladas, etc. no podrán ser alegados como justificación del retraso en la realización del trabajo.

C.4.13. Materiales de obra

C.4.13.1. Materiales aportados por el Contratista

El Contratista suministrará para la ejecución del trabajo los siguientes materiales a pie de obra:

- Todo el material auxiliar que no forme parte de la instalación final, pero que se requiere para la ejecución del trabajo.
- Todos los materiales consumibles, incluyendo combustibles, lubricantes, etc., para el equipo de construcción, explosivos, encofrados, oxígeno, acetileno, etc.

El Contratista ha de suministrar todos los materiales sin cargo alguno extra de cualquier tipo, pues tendrá que haber incluido su coste en los precios unitarios o a partida alzada que deben figurar en el estado de precios como parte integral del Contrato. Cualquier reclamación sobre este particular será rechazada.

En los casos en que un tipo o clase de material u obra se designe mediante palabras que tengan un significado técnico o comercial bien conocido, se entenderá que tales materiales y obras, son los designados usualmente mediante tales acepciones reconocidas y cuando un tipo o clase de material se cite exclusivamente por su nombre técnico, su nombre comercial o por el del fabricante o por referencia de catálogo, solo podrá emplearse dicho tipo o clase.

El Contratista someterá a la aprobación de la dirección, muestras y precios de los materiales que propone emplear en construcción que no estén completa e inequívocamente definidos en los documentos que forman parte integral del Contrato. Los materiales únicamente podrán ser empleados en la construcción después de que el Contratista haya recibido la aprobación formal por escrito del Director de la obra.

Estos materiales pueden ser inspeccionados en cualquier momento por la dirección o por su técnico representante, para asegurarse de que cumplen con sus especificaciones. Cualquier material que no pase la prueba en la inspección, deberá ser retirado de la obra antes de las 24 horas siguiente a la inspección sin recargo alguno a que tenga derecho el Contratista.

El Propietario se reserva el derecho de solicitar al Contratista que lleve a cabo la adquisición de materiales adicionales que se encuentre en plaza, según sea necesario. Estos materiales se pagaran

previa presentación de la factura a la dirección, al precio real de conste, incrementado en un diez por ciento (este precio incluye todos los gastos generales, incluso el transporte a la zona de realización del trabajo).

La maquinaria, equipos y herramientas del Contratista, estarán en perfecto estado de uso.

La dirección de la obra podrá rechazar cualquiera de las que, a su juicio, no cumplen los mínimos requisitos de operatividad, funcionalidad o seguridad exigibles.

El Contratista es totalmente responsable de suministrar toda la maquinaria o equipo y herramienta necesaria para llevar a cabo el trabajo en el tiempo especificado. Si durante la ejecución de la obra, el Contratista necesitase la ayuda del Propietario, deberá dirigirse a la dirección de la obra como representante de la propiedad, quien, si ve que la petición es justificada y la ayuda se le puede prestar sin inconvenientes para el Propietario, podrá a su juicio arrendar el equipo solicitado sin ningún compromiso formal en cuanto a calidad, precio y duración del arriendo. No será tenida en cuenta ninguna reclamación basada en la falta de calidad, fallo o cancelación del arriendo de cualquier maquinaria, equipo y herramienta alquilado al Contratista por el Propietario.

C.4.13.2. Materiales aportados por el Propietario

El Contratista, de acuerdo con las necesidades y programación del trabajo, deberá transportar, incluyendo carga y descarga, todos los materiales suministrados por el Propietario desde los parques de almacenamiento o almacenes hasta su emplazamiento definitivo.

C.4.14. Ejecución

El trabajo se ejecutará según las normas prescritas de acuerdo con las condiciones que forman parte del Contrato y de acuerdo con las mejores prácticas del oficio. El Contratista someterá a la aprobación de la dirección, todos los procedimientos de ejecución que no estén suficientemente definidos en el Contrato.

El Contratista someterá a su personal a cuantas pruebas de calificación se especifiquen en las condiciones del Contrato. El importe de dichas pruebas será a cargo del Contratista.

C.4.15. Facilidades para la inspección y pruebas

La dirección de la obra inspeccionará la calidad y el progreso del trabajo. La dirección tendrá libre acceso en cualquier momento a cualquier punto o fase de la obra. Así mismo, ninguna parte de la obra será entregada o hecha accesible parcialmente o inaccesible totalmente sin que previamente haya sido inspeccionada y aceptada por el Propietario de la obra o su representante.

El Contratista pagará todos los gastos ocasionados por los trabajos necesarios para dejar las obras preparadas para la inspección y pruebas.

El Contratista corregirá a su costa cualquier obra que a juicio de la dirección, no haya superado positivamente la inspección o pruebas.

La dirección tendrá la posibilidad de ordenar la repetición de la inspección realizada de la obra sobre la que exista discusión y en este caso, el Contratista estará obligado a dejar al descubierto dicha parte de la obra. Si se comprueba que dicho trabajo está ejecutado de acuerdo con los documentos del Contrato, el Propietario abonará el coste de las inspecciones y el de restituir la obra al estado en que se encontraba antes de la inspección. En el supuesto de que se compruebe que tal trabajo no está de

acuerdo con los documentos del Contrato, el Contratista pagará tales gastos.

A menos que se especifique lo contrario en las condiciones del Contrato, el Contratista realizara a su cargo cuantas pruebas sean necesarias para demostrar que el trabajo cumple con los requisitos exigidos en el Contrato y además, todas aquellas requeridas por la legislación vigente.

C.4.16. Limpieza de basuras y escombros

El Contratista no permitirá que se acumulen desperdicios o basuras en el emplazamiento de la obra, comprometiéndose a limpiarla diariamente y cuando así lo ordene la dirección. A la terminación del trabajo, el Contratista retirará toda la basura y desperdicios del emplazamiento de la obra, así como todas las herramientas, andamios y material sobrante, dejando completamente limpio el emplazamiento de la obra.

Los materiales sobrantes que pertenezcan al Propietario, se enviarán al almacén del mismo. La chatarra, la basura, los escombros y tierras sobrantes se verterán en las zonas que se indiquen al efecto.

En el caso en que el Contratista no cumpla con lo indicado en los apartados anteriores, será el Propietario el que efectúe dicha limpieza y su importe lo deducirá de las certificaciones del Contratista.

C.4.17. Normas sobre seguridad e higiene

El Contratista cumplirá estrictamente con toda la reglamentación en vigor en cuanto a Seguridad e Higiene en el Trabajo, así como las normas de seguridad adoptadas por el Propietario ya sean de orden general, como las particulares que para cada caso se determinen. Cumpliendo así mismo con las normas y reglamentos de construcción en vigor, para prevenir de cualquier daño o accidente a las personas que se encuentren en la propia obra o cerca de ella.

El Contratista proveerá a su personal con cascos de los que deberá garantizar su uso, así como los medios de protección obligatorios que según la Reglamentación de Seguridad e Higiene en el Trabajo sean precisos.

Todas las herramientas y equipos proporcionados por el Contratista, serán adecuados para su propósito y no afectaran a la seguridad del trabajo. Si fuesen inadecuados o peligrosos a juicio de la dirección de la obra, será reemplazados por otros a cargo del Contratista.

El Contratista designará a un miembro de su organización en la obra, cuya obligación será la de velar por la prevención de los accidentes y el cumplimiento de las normas que regulen la materia. El nombre y cargo de la persona que fuese designada para este cometido, será comunicado por el Contratista a la dirección de la obra.

En caso de accidente o peligro inminente, en el cual exista peligro para las vidas o para la obra en curso, para otras ya ejecutadas o para las propiedades colindantes, se autorizará al Contratista para actuar sin autorización en cuanto sea necesario para prevenir las pérdidas o daños que pudieran producirse. En las mismas circunstancias actuara de la forma que le ordene la dirección, debiendo ejecutar tales órdenes inmediatamente. Las compensaciones que el Contratista reclame como consecuencia de estos trabajos de emergencia, se fijaran de común acuerdo o mediante arbitraje.

El Propietario facilitará al Contratista sus servicios médicos, solamente para primeros auxilios en caso de accidente del personal del Contratista. En este supuesto vendrá obligado el Contratista a abonar el cargo que por este concepto se haya producido.

No se encenderán fuegos por ningún motivo, a no ser que se tenga autorización escrita del Propietario de la obra o de su representante.

En cualquier caso, todo el personal, cualquiera que sea su categoría profesional será responsable de la estricta observancia de las normas anteriormente mencionadas de Seguridad e Higiene en el Trabajo, cuyo cumplimiento es obligatorio.

Se prohíben expresamente actos de temeridad que entrañan siempre un riesgo evidente. Asimismo, todo operario deberá dar cuenta a su superior de las situaciones inseguras que observe en su trabajo y advertir de las herramientas o material que se encuentre en mal estado.

Se tendrá especial cuidado en los trabajos de altura, en los que exista abundante concentración de polvo o pintura, en los transportes de materiales, aparejos, grúas, eslingas y otros materiales.

En el montaje de andamios y utilización de escaleras, así como para trabajos de soldadura y corte se cuidará especialmente la protección del operario contra las radiaciones del arco, el calor y quemaduras en la piel y emanación de gases y protección contra incendios en los lugares donde se efectúen estos trabajos.

C.4.18. Reclamaciones al Propietario

Las reclamaciones que tenga que hacer el Contratista, habrán de hacerse en la forma y plazos que se indican a continuación y el Propietario se reserva el derecho de rechazar cualquier reclamación que no hay sido efectuada en la forma y plazos especificados en los siguientes apartados.

C.4.18.1. Tiempos de espera

Cuando por cualquier causa imputable única y exclusivamente al Propietario, el Contratista tenga que mantener a su personal o equipo parado en espera de reanudar el trabajo, el Contratista deberá avisar inmediatamente a la dirección. En caso de que la dirección decidiese prolongar esta situación, el Contratista podrá formalizar su reclamación por tiempo de espera.

Este tipo de reclamaciones deberá ser presentado a la dirección de la obra por escrito antes de la finalización de la jornada laboral en que suceda dicha circunstancia, y si es aprobada, se pagará de acuerdo con los precios acordados de mano de obra y prestación de equipo que forma parte del estado de precios del Contrato.

Es condición para la aprobación de la reclamación que el Contratista demuestre que los hombres y el equipo que quedaron parados, no pudieron ser usados total o parcialmente en otros puntos de la obra. Si la suspensión de los trabajos, afecta a menos del diez por ciento de la totalidad de la obra y se vaya a prolongar más de lo previsto, el Propietario de la obra se reserva el derecho de suspender hasta nuevo aviso la obra involucrada, avisando previamente al Contratista con tres días de antelación. A partir de la finalización de éste período de tres días, el Propietario no deberá pagar al Contratista ninguna cantidad en cuanto al planteamiento y programación o ejecución de la obra o es imputable a terceros y no única y exclusivamente al Propietario, no se tendrá en consideración a ningún efecto.

C.4.18.2. Otras reclamaciones

Cualquier tipo de reclamación que no sea la relacionada con los tiempos de espera, deberá ser emitida a la dirección de la obra por correo certificado o por acuse de recibo antes de los diez días laborales desde el momento en que se produjo el hecho del que es motivo la reclamación.

C.4.19. Fábricas o trabajos no previstos en este Pliego

En la ejecución de las obras, fábricas y trabajos que entren en la construcción de las obras para las cuales no existan prescripciones en este Pliego, el Contratista se atenderá en primer lugar a lo que resulte de la inspección de los planos, cuadro de precios y presupuestos, en segundo lugar a las reglas de dicte la dirección de la obra y en tercero a las buenas practicas seguidas en fábricas y trabajos análogos por los mejores constructores.

Todos los planos e instrucciones estarán de acuerdo con los Documentos del Contrato, estas obras se considerarán adicionales a lo mismo y tendrán la misma fuerza ejecutiva que aquellos. El Contratista no efectuará ningún cambio en el trabajo, salvo cuando le sea requerido por escrito por la dirección de la obra o cuando resulte de revisiones de planos o a la emisión de nuevos planos que le sean oficialmente entregados.

El Contratista se compromete a realizar cuantas obras suplementarias o cambios, tanto en aumento como en disminución, en el trabajo, que le sean solicitados por la dirección y ejecutará este trabajo extra autorizado en los términos y bajo las condiciones del Contrato, siempre que el aumento quede comprendido dentro del objeto y alcance del trabajo, indicado en las condiciones del trabajo.

El Contratista no deberá comenzar ninguna obra suplementaria o ningún cambio, hasta que haya recibido la correspondiente autorización firmada por la dirección de la obra y dicha autorización de cambio haya sido aceptada por el Contratista en cuanto a descripción del trabajo, costo y sistema de pago y en cuanto a retrasos que, como consecuencia de la aceptación de la autorización de cambio pueda considerarse en la terminación del trabajo amparado por las condiciones del Contrato.

Las obras no previstas o sin autorización de cambio serán a cargo del Contratista, a menos que la dirección de la obra decida lo contrario. Se entregará una copia del Documento de "Autorización de Cambio", al Contratista, quien la adjuntará a la certificación mensual.

El Contratista no emprenderá ningún trabajo adicional que no esté comprendido dentro del objeto o alcance del trabajo, salvo que, antes de comenzar este trabajo adicional al Contrato, este autorizando explícitamente a dicho trabajo.

Los materiales suplementarios suministrados por el Contratista, no relacionados en los planos o especificaciones que forman parte del Contrato original, se abonarán a precio de coste, incrementando en un diez por ciento este precio, que incluye todos los gastos generales, incluyendo el transporte a la obra. No se adquirirá ningún material suplementario sin la previa autorización por escrito de la dirección.

El importe de las obras suplementarias o de las autorizaciones de cambio, se determinará por el procedimiento que determine la dirección de la obra, entre los que ahora se relacionan:

C.4.19.1.Precios contradictorios

Puede aplicarse a obras incluidas en el Contrato original en las que varían solamente los materiales a utilizar o a obras totalmente nuevas y en este último caso, tanto las realizadas por el Contratista como a las subcontratadas por este a terceros. En ningún caso, los precios nuevos obtenidos y los figurados en el Contrato pueden ser contradictorios.

En el caso de que solamente varíen los materiales, se tomará como base del precio del Contrato y se le añadirá o deducirá la diferencia del importe entre los materiales indicados en el Contrato, según desglose de precios y los nuevos materiales a emplear.

Si las obras son totalmente nuevas y a realizar por el nuevo Contratista, se determinarán los nuevos precios tomando como base del desglose los otros previos ya aprobados en el Contrato.

Además de los precios unitarios para cada unidad de obra, forma también parte del Contrato una lista de precios auxiliares de mano de obra, materiales y maquinaria. Estos precios son idénticos a los que sirvieron para confeccionar los precios unitarios compuestos o descompuestos para cada unidad de obra prevista en el Contrato, e incluyen todos los elementos que integran o pueden determinar el coste, tales como uso o amortización de herramientas y equipos auxiliares, salarios, seguros sociales, transportes, dietas por desplazamientos, gastos generales, etc., incluyendo en estos gastos los correspondientes a mano de obra indirecta, supervisión y control del material y del personal, impuesto y gravámenes de todo tipo, incluyendo IVA. y arbitrios provinciales, así como beneficio industrial del Contratista, etc.

Dichos precios auxiliares podrían a juicio exclusivo de la dirección, ser utilizados para la confección de precios adicionales no previstos originalmente en el presupuesto, o para compensar al Contratista por tiempos de espera.

En aquellos casos en que no pueda llegarse a un acuerdo mutuo en cuanto a rendimientos o la ejecución de una unidad de obra no prevista en el Contrato y por consiguiente no se pueda establecer un nuevo precio (unitario o global), aceptable por la propiedad y el Contratista, quedará obligado a efectuar el trabajo. En este caso el Contratista efectuará diariamente "Partes de liquidación mediante precios auxiliares", en los cuales reflejará las horas trabajadas, con el fin de fijar rendimientos reales y en consecuencia, poder proceder a establecer precios nuevos que no estén en contradicción con los precios ofertados para otras unidades de obra.

C.4.19.2. Tanto alzado

Cuando se acuerde realizar una obra a tanto alzado, el Contratista efectuará la certificación por la cantidad convenida. No se admitirán otros recargos.

C.5. CONDICIONES ECONÓMICAS DEL CONTRATO

C.5.1. Importe y abono de las obras

El importe real del trabajo y los pagos al Contratista se harán de acuerdo con los precios acordados en los Documentos anexos al Contrato, que forman parte integral del mismo. En dichos precios e importe vendrán incluidos los elementos que integran o pueden integrar el coste, tales como el suministro y operación de toda la maquinaria, equipo y herramientas necesarias, salarios, seguros sociales, transportes, dietas por desplazamiento, gastos generales, impuestos, así como el beneficio industrial del Contratista, y en consecuencia no se aceptará recargo alguno sobre los precios acordados, excepto en el caso siguiente:

- Los precios unitarios contratados, solamente serán revisados en cumplimiento de una disposición de carácter general y ámbito nacional que obligue a ello.

Las obras referidas a excavaciones y demás fábricas se medirán abonarán por metro cúbico de obra ejecutada y completamente terminada. No será abonable ningún exceso de excavación que el Contratista realice sobre los volúmenes que configuran el presupuesto y que vienen indicados en planos y que hayan sido comunicados al Contratista.

C.5.2. Condiciones de pago

Los pagos se harán mensuales por el noventa por ciento del importe de la certificación aprobada correspondiente al mes anterior. El diez por ciento restante lo retendrá el Propietario en concepto de garantía de la correcta ejecución y del cumplimiento de todas las obligaciones contractuales, fiscales y laborales que correspondan de la ejecución del mismo.

Las certificaciones se presentarán mensualmente a la Dirección por triplicado y en forma aceptable para la misma. En cada certificación contará por separado el importe de los trabajos realizados con cargo a cada autorización de cambio del Propietario y se acompañará de una copia del Documento que autoriza a dicho cambio.

Las certificaciones reflejarán el total acumulado del trabajo realizado hasta finales del mes anterior y se presentarán a la Dirección en los diez primeros días de cada mes para la comprobación de las mismas. Las certificaciones mensuales podrán incluir el valor parcial de los materiales recibidos, situados por el Contratista a pie de obra. Este valor certificado, no excederá nunca del cincuenta por ciento del costo estimado de los materiales o el setenta y cinco por ciento de la cantidad pagada realmente, en el caso de que dicha cantidad pueda ser plenamente justificada con facturas. En ningún caso se aceptará ninguna certificación por materiales que hayan sido objeto de otra certificación.

Una vez aprobada la certificación, el Contratista realizará la correspondiente factura, cuya fecha no podrá ser anterior a la de aprobación de la certificación correspondiente.

C.5.3. Incumplimiento por parte del Contratista

Cuando el Contratista no cumpla con las condiciones del Contrato por atraso en la ejecución del trabajo, falta de calidad de los materiales suministrados por él, o mala ejecución del trabajo, la dirección convocará una reunión con los representantes del Contratista en la que se establecerán conjuntamente las acciones o medidas que se adoptarán. Si transcurridos 10 días desde el aviso de la dirección solicitando esta reunión, esta no se hubiese celebrado o si celebrada la reunión no se hubiesen puesto en práctica las medidas acordadas, el Propietario podrá suministrar la mano de obra o material para acabar el trabajo.

Para aquella parte de la obra que este cubierta en el Contrato a precio global, se deducirá el costo de dichos materiales y manos de obra de las cantidades debidas al Contratista. Para aquella parte del Contrato que se cubra mediante precios unitarios, el Contratista no tendrá derecho a ninguna reclamación por reducción en el alcance del trabajo.

C.5.4. Rescisión del Contrato

Será causa de rescisión de Contrato los siguientes hechos:

- El que se rehúya repetidamente el suministro de personal en la cantidad y con el grado de especialización necesario o de materiales en la cantidad y calidad requeridas.
- El que no se dé comienzo al trabajo en el plazo requerido y señalado en el Contrato.
- El incumplimiento de la legislación vigente.
- El incumplimiento reiterado de las instrucciones dadas por la dirección de la obra.
- El abandono de la obra sin causa que lo justifique.

- La negligencia en la ejecución del trabajo.
- Incumplimiento del Contrato, en todo o en parte en perjuicio de los intereses del Propietario.
- Las causas generales de rescisión de Contratos.

El Propietario comunicara por escrito al Contratista los anteriores fallos y si el Contratista no tomase las oportunas medidas para remediarlos antes del plazo máximo de diez días, el Propietario tendrá derecho a exigir la paralización del trabajo en el estado en que se encuentre sin perjuicio de reclamar las responsabilidades acarreadas por ello.

Una vez advertido el Contratista de la paralización de las obras, este procederá inmediatamente a:

- Detener cualquier actividad relacionada con el trabajo.
- Permitir al Propietario entrar en posesión inmediata de aquella parte del trabajo ya realizada, así como de cuantos materiales y utillaje se encuentre en la obra.
- Transferir al Propietario todos los derechos relacionados con el trabajo del que el Contratista fuese titular frente a terceros.

En los casos previstos en esta cláusula, el Contratista será indemnizado por todos los trabajos efectuados hasta el momento de la paralización del trabajo en medida en que estos trabajos hayan sido efectuados de acuerdo con el Contrato.

El Propietario se reserva el derecho a suspender en cualquier momento el trabajo, anunciándolo con diez días de antelación y abonando el trabajo realizado, los materiales acopiados y los gastos derivados de esa cancelación.

El Contrato podrá ser rescindido sin previo aviso por el Propietario, en caso de fallecimiento del Contratista, si el Contratista se declara en suspensión de pagos o si le son retirados los bienes total o parcialmente, por vía judicial. Tendrá derecho el Contratista en estos casos al cobro de la obra ejecutada.

El Contratista podrá rescindir el Contrato en los casos en que se especifique en el Pliego de Condiciones de Índole Legal, a que está sometido el Propietario, no siendo de su abono en ningún caso cantidad superior al valor de la obra ejecutada.

C.5.5. Aceptación provisional del trabajo

Cuando el Contratista haya realizado todos los trabajos amparados por el Contrato, según los términos del mismo, y en consecuencia, presentado la certificación última con carácter definitivo, así como carta de renuncia declarando que el trabajo queda libre de compromisos o cargos derivados de posibles reclamaciones o retenciones procedentes de terceros, incluidas las operaciones del Contratista, la dirección de la obra cursará una carta de aceptación provisional, la cual no liberará al Contratista de sus posibles obligaciones, según los términos de la garantía establecida.

C.5.6. Multas por incumplimiento

Las multas no se consideraran abonadas por el hecho de que el Propietario haya dado total o parcialmente, por cumplido el Contrato, cuyo retraso motivo aquella.

Para facilitar la contabilidad, el importe de las multas se descontara de la liquidación definitiva.

C.5.7. Significación de los ensayos y reconocimientos verificados durante la ejecución de las obras

Los ensayos y reconocimientos más o menos minuciosos verificados durante la ejecución de las obras no tienen otros caracteres que el de simples antecedentes para la recepción, por consiguiente, la admisión de materiales o piezas en cualquier forma que se realice antes de la recepción, que el Contratista contrae, si las instalaciones resultasen inaceptables, parcial o totalmente el acto de reconocimiento final de la recepción.

C.5.8. Garantía

Como garantía de la bondad de la obra se descontara al Contratista en la última liquidación, el tres por ciento del importe total de la obra. Esta cantidad, devengando un interés del cuatro por ciento, quedará depositado durante dos años para responder a posibles deficiencias que durante ese tiempo pudiesen presentarse, transcurrido el cual, tendrá derecho el Contratista a recibir definitivamente la devolución de la parte no empleada del depósito más los intereses.

C.5.9. Protección a la industria nacional

El Contratista queda obligado al más estricto cumplimiento de lo que la vigente legislación establece en materia de protección a los productos de la industria nacional.

C.5.10. Distribución de riesgos

Si por fuerza mayor la obra es destruida, suspendida o impedida permanentemente, el Contratista solo tendrá derecho al abono de lo ejecutado a precio de Contrato, sin admisión de reclamaciones o solicitudes de abonos suplementarios.

C.5.11. Seguros e indemnizaciones

Durante la ejecución del trabajo, el Contratista será enteramente el responsable de los daños que pudiera producir en personas o cosas a terceros o al Propietario.

El Contratista está obligado a asegurar a sus obreros y empleados en la forma y condiciones que se establecen en la presente legislación y en la que pudiera ser aprobada en el periodo en que se realizan los trabajos.

C.5.12. Permisos, leyes y reglamentos

El Contratista cumplirá todas las disposiciones vigentes en materia laboral y otras que sean de aplicación. El Contratista deberá obtener todos los permisos y licencias que le sean exigidos por la ley para realizar el trabajo.

C.5.13. Arbitraje y diferencias

Las diferencias de interpretación del Contrato se resolverán por un árbitro designado por ambas partes, siendo un tercer perito o tribunal industrial designado a tal efecto.

C.5.14. Disposición final

En todo aquello que no se haya especificado en este Pliego, se deberá atener el Contratista a lo dispuesto en el vigente Pliego de Condiciones Generales para la Contratación de Obras Públicas.

II. Pliego de condiciones de índole legal

C.6. EJECUCIÓN DE LA OBRA

C.6.1. Replanteo

El Director de obra hará el replanteo de lo necesario para fijar completamente la ubicación de la obra, y se levantará por duplicado un acta, en la que constaran claramente, los datos entregados. Esta acta irá firmada por el Director de obra y por el representante del constructor. Todos los gastos de replanteo irán a cuenta del constructor.

En el acta se indicará la orden de comienzo de los trabajos o las razones que lo impiden y en particular, los terrenos que pueda ocupar el constructor.

El hecho de que el constructor no tenga a su disposición la totalidad de los terrenos necesarios, se considera motivo suficiente para no iniciar las obras, salvo que se especifique lo contrario en el anuncio de la licitación o se acuerde expresamente entre el Director de la obra y el constructor. En este último caso, tal acuerdo deberá constar en el acta de replanteo.

C.6.2. Adquisición y vigilancia de los terrenos

La adquisición de los terrenos que han de ocupar las obras y la servidumbre o adquisición de los que sean necesarios para el desenvolvimiento de la misma, que deberán venir consignados en el Proyecto, será contratada y realizada directamente por el adjudicador.

La adquisición de mayor superficie de terreno de las indicadas en el Proyecto, para servicios de la obra, será por cuenta del constructor, salvo en las obras por administración.

A partir del momento del replanteo y entrega de los terrenos, la vigilancia de los mismos será de cuenta y responsabilidad del adjudicatario.

C.7. VALORACIÓN, ABONO Y LIQUIDACIÓN

C.7.1. Relaciones valoradas

Mensualmente se hará, entre el Director de la obra y el representante del constructor, una relación valorada de la obra ejecutada, con arreglo a los precios establecidos y con la cubicación, planos y referencias necesarias para su comprobación. La comprobación, aceptación o reparos, deberán quedar terminados por ambas partes en un plazo de quince días.

Cuando el importe al origen de la obra, con arreglo a los precios de la adjudicación, suba más que el importe correspondiente a los precios fijados en el Proyecto, rebajados o elevados en la proporción entre el presupuesto de adjudicación y el de Proyecto, se abonará, en estas liquidaciones provisionales, el importe correspondiente a estos últimos, si la diferencia es menos del diez por ciento y en caso contrario, a los precios de adjudicación, menos este tanto por ciento.

Las relaciones valoradas tendrán carácter de Documentos provisionales a buena cuenta, rectificables por la liquidación definitiva o por cualquiera de las relaciones valoradas siguientes y no representarán aprobación de las obras.

Las obras por administración directa, se abonará mensualmente por el importe de las nóminas, facturas y recibos de todo género, autorizados por el Director de obra o por su personal subalterno, con arreglo a sus instrucciones, y correspondiente a la gestión directa o específicamente imputable a la obra.

Sobre ello se sumará el tanto por ciento de gestión fijado en el Contrato. Por alquileres de la maquinaria y elementos auxiliares aportados por el constructor, se incluirá, salvo acuerdo especial, el uno por mil diario de su precio inicial de adquisición.

En las obras que se ejecuten por administración interesada, se añadirá el tanto por ciento fijado en el Contrato, sobre la totalidad de los gastos justificados, en la misma forma del párrafo anterior. Se valorará aparte la obra ejecutada realmente y los materiales acopiados a los precios referidos en el Contrato y se abonará mensualmente el importe de la menor de las valoraciones hechas de ambas maneras.

Si no hubiera acuerdo sobre los importes de cualquiera de estas relaciones valoradas, se someterá a la Comisión arbitral.

C.7.2. Abono de materiales

Cuando a juicio del Director de obra no hay peligro de que desaparezcan o se deterioren los materiales acopiados y reconocidos como útiles, se abonarán con arreglo a los precios descompuestos por administración.

El Director de obra podrá exigir del constructor las garantías necesarias, para evitar la salida o deterioro de los materiales abonados, sin que esto releve a aquel de su responsabilidad sobre la conservación de los mismos.

Cuando el acopio de materiales se haga fuera de la obra, serán de cuenta de la contrata los gastos de viaje del Director de obra o de la persona que éste designe para la inspección de las mismas.

C.7.3. Descuentos por obra defectuosa

Caso de observarse defectos en las obras, con relación a lo exigido en el Pliego de condiciones, admisibles a juicio del Director de obra, podrá éste proponer al constructor la aceptación de las mismas, con la rebaja que estime oportuna.

De no conformarse el constructor con la rebaja, podrá solicitar la disminución o anulación de la rebaja, que será fijada por una Comisión arbitral y de no conformarse tampoco con ella, quedará obligado a la demolición y reconstrucción de toda la parte de obra efectuada y que ha sido perjudicada por los defectos señalados.

El Director de obra podrá ordenar la inspección o ensayo de cualquier elemento o unidad de obra, por el método que juzgue más conveniente e incluso la demolición de parte de la misma, cuando no hay otro medio más económico de asegurarse de la ausencia de defectos, siendo de cuenta del adjudicador todos los gastos, de no aparecer defectos con relación al Pliego de condiciones de la obra, y de cuenta del constructor en caso contrario.

No podrá hacerse descuento por obra defectuosa, en la que se hayan seguido con toda exactitud las órdenes del Director de la obra.

Serán de cuenta del constructor las operaciones necesarias para medir las unidades ocultas o enterradas, si no se ha advertido al Director de obra oportunamente para su medición.

C.7.4. Revisión de precios y precios de nuevas unidades

Los precios se revisarán siempre que por disposición de los Organismos competentes, resulten modificadas las condiciones económicas de los costes o precios elementales de la descomposición de precios, aneja al Contrato, atendiéndose para el cálculo de la modificación del precio estrictamente al

resultado y aplicar los aumentos o disminuciones de costes antedichas a la partida elemental, y solamente, si se representa una diferencia inferior al 5% del precio elemental.

La parte interesada según se trate de aumento o disminución, deberá advertírselo a la otra oportunamente al producirse en la obra el sobre coste o economía consiguiente.

Cuando el Director de la obra ordene la ejecución de unidades, no incluidas en el cuadro de precios de la adjudicación se discutirá entre el mismo y el constructor sobre la base de los precios unitarios parciales de las descomposiciones presentadas y justificando los que no se encuentren en ellas. Estos precios se pasarán a la aprobación del adjudicador y en caso de no ser aprobado serán válidos para las obras ejecutadas hasta el momento de notificar al constructor la no aprobación. Si no hubiera acuerdo entre el constructor y el adjudicador, quedará aquel relevado del compromiso de su ejecución, pero el adjudicatario podrá utilizar los medios instalados en la obra pagando un canon diario, siempre que no perjudiquen la organización general de la obra.

C.7.5. Liquidación de las obras

Las relaciones valoradas se abonarán dentro del mes siguiente a la fecha de redacción. Cualquier retraso sobre estos plazos será indemnizado con el interés oficial para efectos comerciales, fijado por el Banco de España, para el descuento de certificaciones más el 1% de quebranto el primer mes.

C.7.6. Liquidación provisional

Dentro de los dos meses siguientes a la recepción provisional de todas o parte de la obra se hará la valoración de la misma por el Director de obra o por el constructor a los precios de adjudicación revisados, con las cubriciones, planos y referencias necesarias para su fácil comprobación siguiendo las instrucciones del Director de obra.

Mientras no se especifique nada en contra, en el Pliego de condiciones, las partidas por tanto alzado se abonarán íntegras al constructor.

La comprobación, aceptación o reparo por cualquiera de las partes deberá quedar terminado en el plazo de un mes, pudiendo recurrir cualquiera de las partes a la comisión arbitral en caso contrario.

En las obras por administración interesada se abonará igualmente sobre la totalidad de los gastos el tanto por ciento fijo estipulado en el Contrato; y se descontará o añadirá el tanto por ciento fijado sobre la diferencia del importe que así resulta y el que obtendría de hacer la liquidación a los precios de la adjudicación, más la partida que se obtenga. Caso de no llegar a un acuerdo, el constructor podrá quedarse con el material por el valor asignado por el adjudicatario.

C.7.7. Liquidación definitiva

En iguales condiciones se hará la liquidación definitiva de las obras al hacerse la recepción definitiva.

La fianza, más o menos el saldo de la liquidación, según sea a favor o en contra del constructor, se devolverán en el mes siguiente a la aprobación de la liquidación previa presentación de la oportuna certificación de la Alcaldía de no haber reclamaciones de terceros por daños o por deudas de jornales, materiales o elementos auxiliares de cuenta del constructor. Si la fianza no bastara al cumplir el déficit de liquidación se procederá al reintegro de la diferencia con arreglo a lo dispuesto en la legislación vigente. En caso de recepción parcial, se hará la liquidación parcial, devolviéndose la parte de fianza proporcional al importe de la obra recibida.

C.8. CONDICIONES VARIAS

C.8.1. Modificaciones de obra

La obra podrá ser cambiada, disminuida, aumentada o suspendida total o parcialmente por el adjudicador. En el caso de que el adjudicatario se considere perjudicado en sus intereses, solicitará la indemnización a que se considere acreedor, de acuerdo con lo que se prevé en los artículos 1953 y 1954 del Código Civil y cuya estimación someterán las partes al lado de la comisión arbitral, al objeto de dictaminar y valorar, en su caso el importe de estos perjuicios ocasionados al adjudicatario. En los casos de suspensión no correrá el plazo.

C.8.2. Derecho de rescisión

El constructor podrá rescindir el Contrato en los casos siguientes:

- Cuando las variaciones introducidas en la obra aumente o disminuyan el importe total de esta en más de un 20% por alteración en el número o clase de las unidades.
- Cuando por razones ajenas al constructor, pase más de un año sin poder trabajar en la obra, en una escala equivalente a la mitad de la prevista, con arreglo al plazo establecido.
- Cuando se retrase más de seis meses el pago de alguna relación valorada.

En caso de rescisión sin incumplimiento de Contrato por parte del constructor este tendrá derecho al cobro de los gastos no resarcibles efectuados hasta la fecha de la notificación y valorados contradictoriamente, más de un 3% de la obra que reste por ejecutar.

C.8.3. Rescisión por incumplimiento de Contrato.

En el caso de retraso injustificado sobre los plazos fijados se impondrá al constructor una multa del 1.5% del presupuesto por cada 1% de retraso respecto al plazo.

Los retrasos superiores al 25% así como los incumplimientos de Contrato serán motivo suficiente para su rescisión con pérdidas de fianza, aparte de las responsabilidades que sean del constructor con arreglo al código civil.

C.8.4. Liquidación en caso de rescisión

En caso de rescisión se hará una liquidación única que será la definitiva con arreglo a lo estipulado en éste Pliego. El constructor además es responsable de todos sus bienes con arreglo al código.

C.8.5. Traspaso del Contrato

Será facultativo del adjudicador autorizar la petición del constructor de traspasar el Contrato a otro constructor siempre que este cumpla las condiciones señaladas en el apartado correspondiente.

C.8.6. Muerte o quiebra del Contratista

En caso de muerte o quiebra del constructor podrán sus herederos traspasar a otro Contratista previa aprobación del adjudicador.

C.8.7. Cuestiones no previstas y reclamaciones

Todas las cuestiones que pudieran surgir sobre interpretación, perfeccionamiento y cumplimiento de las condiciones del Contrato entre el adjudicador y el constructor serán resueltas por la Comisión Arbitral.

La Comisión Arbitral estará formada por dos personas, una nombrada por el adjudicador y la otra por el constructor, y presidida por una tercera, nombrada por aquellos de común acuerdo, o por la entidad señalada en el Contrato, y en su defecto por el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. Esta última, presidirá la Comisión.

La Comisión Arbitral deberá dictar resolución después de oídas las partes dentro de los quince días siguientes al planteamiento del asunto ante la misma. Durante éste plazo el constructor deberá acatar las órdenes del Director de obra sin perjuicio de reclamar las indemnizaciones correspondientes si la resolución le fuese favorable.

A todos los efectos, la Comisión Arbitral tendrá el carácter de amigable componedor, con las atribuciones y facultades que señala la Legislación, y se constituirá, actuará e intervendrá en todo, conforme con las disposiciones contenidas en la Sección Segunda, del Título quinto, del Libro segundo, de la Ley de Enjuiciamiento Civil.

Entre las resoluciones dictadas por la comisión arbitral figurará en todo caso la proposición en que cada una de las partes, adjudicatario y constructor, deberán participar en el abono de los honorarios de las personas que forman la Comisión y de los peritos cuyo informe haya sido solicitado por ella.

C.8.8. Hallazgo de antigüedades y objetos de arte

El constructor renunciará, en beneficio del adjudicador, a los hallazgos de antigüedades, objetos de arte, manantiales o corrientes de agua. El constructor podrá utilizar, para los usos de las obras, estas aguas o los manantiales procedentes de las excavaciones, si reúnen las condiciones establecidas.

III. Pliego de condiciones de índole facultativo

C.9. EJECUCIÓN DE LA OBRA

C.9.1. Dirección Técnica. Atribuciones

Es atribución exclusiva del Ingeniero la dirección facultativa de la obra, así como la coordinación de todo el equipo técnico que en ella pudiera intervenir. En tal sentido le corresponde realizar la interpretación técnica, económica y estética del Proyecto, así como señalar las medidas necesarias para llevar a cabo el desarrollo de la obra estableciendo las adaptaciones, detalles complementarios y modificaciones precisas para la realización correcta de la obra.

La autoridad del Ingeniero es plena, pudiendo recabar la inalterabilidad del Proyecto, salvo que expresamente renuncie a dicho derecho o fuera rescindido el convenio de prestación de servicios suscrito con el promotor, en los términos y condiciones legalmente establecidos.

El Ingeniero Técnico deberá entregar a su debido tiempo todos los Documentos que integran el Proyecto, desarrollando las soluciones de detalle y de obra que sean necesarias a lo largo de la misma.

Son obligaciones específicas del Ingeniero Técnico dar la solución a las instalaciones, establecer soluciones constructivas y adoptar soluciones oportunas en los casos imprevisibles que pudieran surgir, fijar los precios contradictorios, redactar las certificaciones económicas de la obra ejecutada, redactar las actas o certificaciones de comienzo y final de las mismas.

Estará obligado a prestar la asistencia necesaria, inspeccionando su ejecución, realizando personalmente las visitas necesarias y comprobando durante su transcurso que se cumplen las hipótesis del Proyecto, introduciendo en caso contrario las modificaciones que crea oportunas.

C.9.2. Dirección Facultativa. Atribuciones

Estará especializado fundamentalmente en el control, organización y ejecución de las obras, vigilando la estricta observancia del Proyecto y de las órdenes e instrucciones del Ingeniero Técnico Director.

Vigilará el cumplimiento de las Normas y Reglamentos vigentes, ordenará la elaboración y puesta en obra de cada una de las unidades y de los sistemas constructivos. Verificará la calidad de los materiales, dosificaciones y mezclas; comprobará las dimensiones, formas y disposición de los elementos resistentes y que su colocación y características respondan a los que se fijan en el Proyecto. Organizará la ejecución y utilización de las instalaciones provisionales y medios auxiliares y andamiajes a efectos de la seguridad, vigilará los encofrados, apeos, apuntalamiento y demás elementos resistentes auxiliares, incluido su desmontajes. Llevará la medición de las unidades de obra construidas, así como la confección del calendario de obra, vigilando los plazos en él. Resolverá los problemas imprevisibles que puedan aparecer durante la ejecución dentro de la esfera de su competencia.

C.9.3. Personalidad y residencia del constructor

El constructor adjudicatario actuará de patrono legal aceptando todas las responsabilidades correspondientes y quedando obligado al pago de los jornales que legalmente se establezcan, y en general, a todo cuanto se legisle al particular antes o durante la ejecución de la obra, sin perjuicio de reclamar los sobrepuestos ó indemnizaciones a que haya lugar, según esta norma. El constructor adjudicatario fijará su residencia próxima a la obra, y dará cuenta al Director de la obra, nombrado por el adjudicador, de todo cambio o ausencia de la misma, designado entonces representante autorizado que los sustituya en ella. Será responsable de toda orden que se envía a esta residencia durante la jornada de trabajo. En este domicilio, tendrá disposición del Director de la obra el registro de las órdenes y condiciones cursadas con éste y los planos y Documentos de la obra que haya recibido. Acompañará al Director de la obra en sus visitas a las mismas y se presentará en su oficina cuando sea requerido para ello.

C.9.4. Libro de órdenes

El Contratista tendrá en la obra el libro de órdenes y asistencias para que los Técnicos Directores de la obra consignen cuantas órdenes crean oportunas y las observaciones sobre las que deban quedar constancia.

El Contratista, firmado su enterado, se obliga al cumplimiento de lo allí ordenado si no reclama por escrito dentro de las 48 horas siguientes al Director de obra.

C.9.5. Datos de la obra

Se entregará al constructor una copia de los planos y Pliego de condiciones del Proyecto así como de cuantos planos o datos necesite para la completa y perfecta ejecución de la obra. Asimismo el constructor podrá tomar nota o sacar copia de cualquier Documento de éste Proyecto.

C.9.6. Organización de la obra

El constructor adjudicatario actuará de patrono legal aceptando todas las responsabilidades correspondientes y quedando obligado al pago de los salarios y cargas que legalmente se establezcan, y en general a todo cuanto se legisle, decrete y ordene sobre el particular antes o durante la ejecución

de la obra, sin perjuicio de su derecho a reclamar los precios o indemnizaciones a que hubiere lugar, según ésta norma.

Dentro de lo estipulado en el Pliego de condiciones, la organización de la obra, así como la determinación de la procedencia de los materiales que se empleen, estará a cargo del constructor, a quien corresponderá la responsabilidad de la seguridad contra accidentes. Este deberá, sin embargo, informar al Director de la obra de todos los planes de organización técnica de la obra, así como de la procedencia de los materiales y cumplimentar cuantas órdenes le den en relación con esto extremos, sin perjuicio de reclamar las indemnizaciones o prórrogas a que se crea con derecho por efecto de estas órdenes debiendo comunicárselas al Director de la obra dentro de los ocho días de recibida la orden y, siempre, antes de que pueda haber lugar a ellas, salvo los casos en que la orden haya sido dada, expresamente, con carácter de urgencia.

En las obras por administración, el constructor deberá dar cuenta diaria al Director de la obra de la administración de personal y compra de materiales, adquisición o alquiler de elementos auxiliares y cuantos gastos se hayan de efectuar para los Contratos de trabajo, compra de material, alquiler, cuyos precios, gastos o salarios sobrepasen más del 5% de los normales del mercado, solicitará la aprobación previa del Director de la obra, quien deberá responder dentro de los ocho días siguientes a la petición, salvo casos de reconocida urgencia, de lo que dará cuenta posteriormente.

En caso de urgencia o de gravedad, el Director de la obra podrá asumir personalmente, y bajo su responsabilidad, la dirección inmediata de determinadas operaciones o trabajos en la forma que establezca el apartado correspondiente, debiendo el constructor poner a su disposición el personal y material de la obra.

C.9.7. Ejecución de las obras

El adjudicatario deberá tener al frente de los trabajadores un técnico suficientemente especializado a juicio del Director de la obra.

Las obras se ejecutarán con arreglo a los Pliegos de condiciones que forman parte del Contrato de adjudicación y a los planos, datos y órdenes que les dé el Director de la obra, dentro de dichos Pliegos de condiciones.

Todas las órdenes del Director de obra podrán darse verbalmente pero el constructor, en este caso, acusará recibo por escrito, dentro de las cuarenta y ocho horas.

Cuando las órdenes del Director de la obra no sean debidamente atendidas por el constructor, podrá aquel aplicar retenciones en las valoraciones provisionales hasta el 5% de las mismas.

C.9.8. Reconocimiento de los materiales

El Constructor podrá utilizar los materiales que cumplan las condiciones indicadas en los Pliegos de condiciones, que forman parte del Contrato de adjudicación, sin necesidad de reconocimiento previo del Director de obra, siempre y cuando se trate de materiales de procedencia reconocida y suministros normales, sin perjuicio de orden en contrario, dada por el mencionado Director de obra, el cual en caso de hacer reconocimiento, lo ejecutará siempre en un plazo que no paralice los trabajos.

C.9.9. Posibilidad de desglosar obras por administración

Las obras accesorias o delicadas, no incluidas en los precios de adjudicación, podrán ejecutarse por administración siguiendo las instrucciones del Director de obra. Este podrá también ejecutar estas obras

por administración directa, con personal independiente del Constructor.

C.9.10. Sanciones por desacato

El Director de obra podrá exigir del constructor, ordenándolo por escrito, el despido de cualquier empleado, por falta de respeto, mal comportamiento en el trabajo o imprudencia temeraria capaz de producir accidentes.

C.9.11. Indemnizaciones por daños y perjuicios

El Constructor no tendrá derecho a indemnización por causas de pérdidas, averías o perjuicios ocasionados en la obra salvo en los casos de fuerza mayor.

Será de cuenta del Contratista indemnizar a quien corresponda y cuando a ello hubiere lugar, de todos los daños y perjuicios que puedan causarse por las operaciones de ejecución de las obras.

El Contratista será responsable de todos los accidentes que por inexperiencia o descuido, sobrevinieran durante la ejecución de la obra, así como de cualquier avería o accidente personal que pueda ocurrir por insuficiencia de medios auxiliares empleados en la construcción.

C.9.12. Plazos de ejecución

Los plazos de ejecución totales y parciales indicados en el Contrato empezarán a contar a partir de la fecha en que se comunique al constructor la adjudicación de la obra. Los retrasos debidos a causas ajenas a la voluntad de éste, serán motivo de prórroga. El retraso en el pago de cualquier valoración superior a dos meses a partir de la fecha de la misma, se considerará motivo de prórroga por igual plazo. Los aumentos de obra prorrogarán proporcionalmente el importe de los plazos si estos no exigen un plazo especial.

C.9.13. Recepción provisional

Una vez terminadas las obras en los quince días siguientes a la petición del constructor, se hará la recepción provisional de las mismas por el adjudicador, requiriendo para ello la presencia del Director de la obra y del representante de constructor y levantándose por duplicado el acta correspondiente que firmarán las partes.

La recepción podrá hacerse en cualquier momento sin la petición previa del constructor. Si hubiese defectos el Director de la obra se lo comunicará por escrito para su reparación, fijándole un plazo prudencial. Caso de no hacerlo éste, se harán las reparaciones por administración y a cargo de la fianza.

C.9.14. Periodo de garantía

Hasta que tenga lugar la recepción definitiva, el constructor es responsable de la conservación de la obra siendo de su cuenta las reparaciones por defecto de ejecución o mala calidad de los materiales.

El constructor no será responsable de las averías originadas por errores de Proyecto, salvo en los concursos de Proyecto y construcción. El constructor garantiza al adjudicador contra toda reclamación de terceros, fundada en causa y por ocasión de la ejecución de la obra.

Como garantía de la bondad de la obra se descontará al Contratista en la última liquidación, el 3% del importe total de la obra. Esta cantidad, devengando un interés del 4%, quedará depositada durante 2 años para responder a posibles deficiencias que durante ese tiempo pudiesen presentarse, transcurrido el cual, tendrá derecho el Contratista a que se le reciba definitivamente la obra y a la devolución de la parte no empleada del depósito más los intereses.

C.9.15. Recepción definitiva

Al terminar el plazo de garantía señalado en el Contrato o en el Pliego de condiciones de la obra, o en su defecto, a los seis meses de la recepción provisional, se hará la definitiva, por el Director de la obra, levantándose el acta correspondiente por duplicado y ratificada por el adjudicatario y el constructor.

En los Contratos rescindidos, la recepción se hará única y definitiva.

IV. Pliego de condiciones de índole técnica

C.10. CONDICIONES QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES A SUMINISTRAR

Los materiales que se empleen en toda la obra e instalaciones serán nuevos, ateniéndose a las especificaciones del Proyecto, y antes de ser empleados serán examinados por la Dirección Técnica, pudiendo desechar los que no reúnen las condiciones mínimas técnicas, estéticas o funcionales.

Todos los materiales empleados reunirán las condiciones que para cada uno de ellos se especifican en los apartados siguientes.

C.10.1. Agua

Como norma general, podrán utilizarse, tanto para el amasado como para el curado del mortero y los hormigones hidráulicos, todas aquellas aguas que la práctica haya sancionado como buenas, es decir, que no hayan producido florescencias, agrietamientos o perturbaciones en el fraguado y endurecimiento de hormigones similares.

Son admisibles, sin necesidad de ensayos de comprobación todas las aguas que por sus características físicas y químicas, son potables. Cualquier agua que se use en la obra deberá cumplir con las exigencias de la instrucción EHE-08, y si fuera preciso realizar análisis o ensayos sobre las mismas, éstos se harán de acuerdo con las normas UNE 7230, 7236 y 7178.

Las aguas no potables o dudosas serán objeto de análisis, comprobando que cumplen las siguientes condiciones:

- Acidez expresada en ph, comprendida entre 6 y 8.
- Sustancias solubles en cantidad inferior a 35 gramos por litro.
- Contenido en sulfato, expresado en SO_4 , inferior a 3 décimas de gramo por litro.
- Glúcidos, o sea, azúcares o carbono hidratos, ni siquiera indicios.

Grasas o aceites de cualquier clase en cantidad inferior a 15 gramos por litro.

C.10.2. Arena

La arena empleada será limpia, suelta, áspera, crujiente al tacto, silíceas, procedente de rambla o de piedra machacada y exenta de sustancias orgánicas o partículas térreas. En caso de no reunir estas condiciones, se lavará y tamizará convenientemente.

Cumplirán con lo indicado en la instrucción EHE, no debiendo rebasar su contenido en arcilla el 1% del peso total. Las arcillas que se utilicen para morteros de agarre tendrán un diámetro máximo inferior a 1/3 del espesor del tendel, junta o llaga en la que hay de ser empleado. Cuando estos morteros de agarre no sean bastardos se admitirá y sólo en este caso, que las arenas puedan contener mayor porcentaje de arcillas pero sin que sobrepase el 15% del peso total de la muestra.

Se empleará arena seca para hacer las dosificaciones correspondientes, y en caso de estar húmeda, se tendrá en cuenta, al usarla, la cantidad de agua que contiene.

La arena estará exenta de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Se considera que ello es así si cumple que

$$Sc < Rc < 70$$

Siendo

Sc Sílice soluble en hidróxido sódico.

Rc La reducción en alcalinidad de dicho hidróxido.

No se utilizará ningún árido fino que contenga una proporción de materia orgánica, expresada en ácido técnico superior a 0.05 %.

Las pérdidas de arena, sometida a la acción de soluciones de sulfato sódico o magnésico en cinco ciclos serán inferiores, respectivamente al 10 % y al 15 % en peso.

La plasticidad de la arena no será inferior al 80 %.

C.10.3. Grava

La grava a emplear en la ejecución de hormigones hidráulicos, será natural o procedente del machaqueo de piedras de canteras y gravas naturales de mayor tamaño, será silícea, dura, compacta y de superficie consistente.

En todo caso el árido se compondrá de elementos limpios, sólidos y resistentes, de uniformidad razonable, exento de polvo, suciedad, arcilla y cualquier otra materia extraña.

La cantidad de sustancias perjudiciales que podrá contener el árido grueso utilizado en la ejecución de hormigones hidráulicos no excederá de los siguientes límites:

- Terrones de arcilla = 25 % en peso.
- Partículas blandas = 5 % en peso.

El árido grueso estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis. Se considerará que esto se cumple cuando coincida con la consideración dada para la arena. Tanto Sc como Rc, se expresarán en mili moles litro de solución normal.

La pérdida de árido grueso, sometido a la acción de sulfato sódico o magnésico en cinco ciclos, serán inferiores, respectivamente, al 12 % y al 18 % en peso.

El coeficiente de calidad, medido por el ensayo de Los Ángeles, será para el árido grueso inferior a 40.

En el caso de que se ejecute hormigón ciclópeo el coeficiente de calidad de los áridos gruesos será inferior a 50.

C.10.4. Cemento

Los cementos Pórtland a utilizar en esta obra deberán cumplir las condiciones exigidas por el Pliego General de Condiciones para la recepción de conglomerado hidráulicos.

Se cumplirán asimismo, las recomendaciones y prescripciones contenidas en las instrucciones para el

Proyecto de las obras de hormigón armado y en masa EHE-08.

Será capaz de proporcionar al hormigón las condiciones exigidas en el apartado correspondiente de este Pliego.

El cemento se recibirá en los mismos envases de fábrica con sus precintos correspondientes y se almacenará hasta su empleo, en sitio ventilado defendido de la humedad, tanto del suelo como de las paredes.

Se comprobará, dentro del mes anterior a su empleo, que las distintas partidas de cemento cumplen los requisitos exigidos por el Pliego General de Condiciones para la recepción de conglomerados hidráulicos en las obras de carácter oficial. A tal efecto se autorizará reducir dichas comprobaciones a las pruebas de fraguado, estabilidad al agua caliente y resistencia del mortero normal a los siete días a que se hace referencia en el citado Pliego.

Las características del cemento Pórtland a emplear en morteros y hormigones se comprobarán antes de su utilización mediante las series completas de ensayos que estime pertinentes la dirección de la obra.

De acuerdo con el apartado anterior, estos ensayos podrán limitarse a los de fraguado, estabilidad al agua caliente y resistencia del mortero normal a los siete días según los métodos de ensayo indicados en el Pliego de condiciones antes mencionado.

C.10.5. Yeso

Serán de las calidades especificadas en Proyecto y de acuerdo con las normas UNE 41.022 y 41.023, y cumpliendo los requisitos del Pliego general de condiciones para la recepción de yesos en obras de construcción de 1966, y su complemento de 1972.

El yeso estará bien cocido, molido y limpio de sustancias extrañas. No contendrá más del 7.5 % de granzas y no presentará señales de hidratación. Amasado con un volumen de agua 1:1, su aumento al fraguar no excederá de una quinta parte. El amasado se hará con cuidado y a medida que se vaya empleando.

El coeficiente de rotura de la papilla de yeso fraguado no será inferior a 80 kg/cm² a los 28 días.

El yeso blanco para enlucido será perfectamente blanco mate. Los yesos se conservarán hasta su empleo en lugar bien seco.

El yeso en buenas condiciones, mezclado con agua, deberá formar una pasta untuosa al tacto, que se pegue a las manos del que lo maneja, fraguando en poco tiempo y adquiriendo rápidamente gran solidez y dureza. El yeso no debe exponerse al sol, a fin de evitar principios de fragmentación. Asimismo no deberán almacenarse en locales húmedos o que en un momento determinado su humedad relativa pueda ser muy alta.

C.10.6. Ladrillos

Cumplirán lo especificado en la norma CTE, y con las calidades, medidas y resistencias mínimas que fija la norma UNE 41.004. Los ladrillos síliceo-calcáreos cumplirán la norma UNE 41.061.

El Contratista presentará muestras, certificaciones de pruebas y cualquier otro detalle solicitado por la Dirección de obra.

Los ladrillos serán homogéneos en toda su masa no desmoronándose por frotamiento entre ellos, no

presentarán hendiduras, grietas, oquedades ni defecto alguno de este tipo.

Los ladrillos presentarán regularidad absoluta de forma y dimensión, que permita la obtención de tendales de espesor uniforme e igualdad de hiladas. Los ladrillos, al ser golpeados por un cuerpo duro presentarán un sonido metálico y campanil.

No se disgregarán en el agua y no deberán absorber más de un 15 % de su peso en este líquido una vez transcurridas 24 horas de su inmersión en él. Los ladrillos deberán presentar cargas mínimas de rotura a compresión de 85 kg/cm².

C.10.7. Maderas

Cualquiera que sea su procedencia, la madera que se emplea, tanto en la construcción definitiva como en las provisionales, tales como cimbras, andamios, encofrados, etc., deberán reunir las siguientes condiciones:

- Estará desprovista de vetas e irregularidades. No tendrá indicios de enfermedades que ocasionen la descomposición del sistema leñoso.
- En el momento de su empleo estará seca, especialmente las que se destinen a la ejecución de obras definitivas.
- No se podrá emplear madera cortada fuera de la época de paralización de la savia.

C.10.8. Hierros y Perfiles Laminados

El hierro será fundición de primera calidad, exento de grietas, escorias, alabeos y otras imperfecciones, será flexible en frío y en ningún modo quebradizo.

Su espesor será uniforme. El acero para perfiles laminados reunirá análogas características y su condiciones mínimas de trabajo serán:

- Límite de fluencia= 2600 Kg./cm²
- Límite elástico = 2600 Kg./cm²
- Carga de rotura= 4200 Kg./cm²
- Alargamiento= 23 %

Las barras no presentarán en ningún punto de su sección restricciones superiores al 2.5 %.

Si no se especifica lo contrario, el material básico será del tipo S275-JR, debiendo cumplir en cuanto a características mecánicas y dimensiones, los requisitos de la Norma Eurocódigo 3 parte 1 o en su defecto por la norma EN 10025-2.

El Contratista deberá poseer los certificados de calidad del material, para ser presentados a requerimiento del Director de obra.

El material debe ser suministrado sin ninguna capa de pintura. En cualquier caso, los perfiles y chapas deberán estar exentos de grietas, rebabas y soldaduras, y las mermas de su sección no serán superiores al 3 %.

C.10.9. Pinturas

Los materiales constitutivos de la pintura serán todos de primera calidad, finamente molidos y el procedimiento de obtención de la misma garantiza la bondad de sus condiciones. Tendrá la fluidez necesaria para aplicarse con facilidad a la superficie pero con la suficiente coherencia para que no se separen sus componentes y que puedan formarse capas de espesor uniforme bastante gruesas.

No se extenderá ninguna mano de pintura, sin que esté seca la anterior, debiendo transcurrir entre cada mano de pintura el tiempo preciso, según la clase, para que la siguiente se aplique en las debidas condiciones. Cada una de ellas cubrirá a la precedente y serán de un espesor uniforme sin presentar ampollas desiguales, ni aglomeraciones.

El Director de la obra definirá el color de la pintura, así como las manos o capas que deberán darse. La pintura será de color estable sin que los agentes atmosféricos afecten sensiblemente sobre el mismo. En todo caso y como norma general, los colores reunirán las siguientes características:

- Facilidad de extenderse y cubrir rápidamente las superficies a que se apliquen.
- Fijeza en su tinta.
- Facultad de incorporarse a los demás componente de la pintura.
- Insolubilidad en el agua.
- Inalterabilidad por acción de los aceites o de otros colores
- Los aceites y barnices además deberán cumplir las siguientes condiciones:
- Inalterabilidad por la acción de los colores.
- Conservar la fijeza de los colores.
- Transparencia y brillo perfecto.

Antes de proceder a la pintura de los materiales, será indispensable el haberlos limpiado y raspado convenientemente. Antes de su empleo se llevará a cabo ensayos de comprobación de las características de las pinturas, indicando los resultados obtenidos respecto a:

- Espesor total alcanzado por el sistema de pintado.
- Resistencia al envejecimiento acelerado (300 horas de exposición).
- Resistencia en cámaras de niebla salina (300 horas de exposición).
- Agrietamiento de la película de pintura.
- Formación de ampollas.
- Pérdidas de color.
- Adherencias.
- A la vista de los cuales la Dirección de obra aceptará o rechazará la pintura.

C.10.9.1.Elementos metálicos

Se protegerán contra la oxidación limpiando sus superficies del óxido o de los materiales adheridos a ellos aplicándoles dos manos de minio de plomo. La protección con lechada de cemento P-350 sólo será admitida en elementos no vistos, aplicando cuando mínimo un total de cinco manos espaciadas en 48 horas. Los elementos metálicos que pudieran estar afectados por efecto del calor o el fuego se protegerán revistiéndolos con una capa de hormigón sobre tela metálica o bien con asbesto cemento, lana de basalto o vitrofib.

C.10.10. Cobre

Se empleará cobre electrolítico con una pureza del 99%. En el cobre duro, la carga de rotura deberá ser superior a 37 kg/mm², con una conductividad eléctrica mínima del 97% referida al patrón internacional expuesto en la norma UNE 20003. El cobre recocido tendrá una carga de rotura mínima de 20 kg/mm² y conductividad eléctrica mínima del 98%. La densidad del cobre destinado a conductores será de 8,98 a 20°C. Presentará un aspecto y coloración homogéneos y su superficie estará exenta de grietas, pliegues o deformaciones e irregularidades. Para el cobre estañado, se admitirá como máximo un aumento de resistencia óhmica no superior al 2% de la del puro por efecto del estañado.

C.11. CONDICIONES QUE DEBE CUMPLIR LA MANO DE OBRA

La mano de obra utilizada en los materiales empleados deberá reunir las condiciones específicamente reseñadas a continuación.

C.11.1. Morteros

El mortero a utilizar tendrá la siguiente dosificación:

- Cemento = 300/600 kg.
- Árido fino = 1/0.88 m³.

La dirección de la obra llevará un control importante para que se cumplan estas cantidades a su modificación, con la autorización pertinente, ya que de la realización de esta etapa depende la perfecta realización de la obra.

Cuando el mortero se amase a mano, se mezclará la arena con el mortero antes de verter el agua, continuando el batido después de echar ésta en la forma y cantidad que indique el supervisor de obra, hasta obtener una pasta homogénea, de color y consistencia uniforme, sin palomillas y grumos.

Cuando el mortero se amasa a máquina, podrá prescindirse de la mezcla en seco. El tipo de máquina deberá ser adoptada con la autorización del técnico supervisor y la comprobación de su perfecto funcionamiento quedará patente al reunir el mortero las condiciones fijadas.

En ambos casos, se verterá la cantidad de agua que para cada amasada corresponda, determinada previamente según lo requieran los componentes, el estado de la atmósfera y el destino del mortero.

La consistencia del mortero será jugosa, pero sin que se forme en la superficie una capa de agua de espesor apreciable cuando se meta en una vasija y se sacuda ligeramente. El mortero ordinario deberá emplearse con menor fluidez que el hidráulico. El mortero que se utilice en los enlucidos debe tener una consistencias más fuerte que los restantes, sobre todo cuando las superficies sean verticales o poco rugosas, sin que no obstante llegue a agrietarse al ser aplicados a puñados lanzándose enérgicamente

contra la pared.

No deberá emplearse el mortero que haya empezado a fraguar y no será admitido en cualquier caso, los morteros rebatidos.

C.11.2. Hormigones

Los hormigones por cemento Pórtland artificial, agua, árido fino, árido grueso y eventualmente algún producto de adición que al fraguar y endurecer adquiere una gran resistencia.

Los materiales a emplear cumplirán las condiciones que han sido definidas anteriormente en los apartados de materiales correspondientes.

Se establecen los distintos tipos de hormigón para su empleo en las distintas clases de obras, y de acuerdo con la resistencia mínima exigible a los 28 días, en probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, expresando la resistencia característica a la compresión en kilogramos por centímetro cuadrado.

La composición granulométrica y las cantidades de cemento y agua del hormigón se estudiarán y definirán por la dirección de la obra a la vista de los áridos utilizados, con el fin de que los hormigones cumplan con las condiciones que se establece en este apartado.

El agua se dosificará con la condición de que la consistencia sea la adecuada para la puesta en obra.

Los hormigones de obra se dosificarán en hormigoneras fijas o móviles, tomando las disposiciones oportunas para que la dosificación sea pertinente.

C.11.3. Encofrados

Consisten en la formación y desmontaje de las cajas destinadas a contener o moldear los hormigones, morteros o similares.

Los materiales a emplear serán la madera, el metal o cualquier otro material que reúna análogas condiciones de eficacia.

Si se utiliza la madera en la construcción de encofrados ésta cumplirá con las especificaciones que se listan a continuación:

- Proceder de troncos sanos.
- Haber sido desecada al aire, protegida del sol y de la lluvia, durante un periodo superior a dos años.
- No presentar ningún riesgo externo de carcinoma, putrefacción o ataque de hongos.
- Estar exenta de grietas, hendiduras, manchas o cualquier otro defecto que pueda perjudicar a su perfecta colocación.
- Contener el menor número posible de nudos, los que en todo caso, tendrán un diámetro inferior a la séptima parte de la menor dimensión.
- Tener sus fibras rectas y no nervadas, paralelas a la mayor dimensión de la pieza.
- Presentar anillos anuales de aproximada regularidad.
- Dar sonido claro de percusión.

La forma y dimensión de los materiales que hayan de utilizarse en encofrados, medios auxiliares, carpintería en caso de madera, serán las dictadas por el supervisor de la obra según el material disponible en ese momento, y siempre que cumpla las debidas garantías de seguridad para la perfecta resistencia y evite el riesgo de posibles accidentes.

C.11.4. Aplicación de pinturas

El acero de la estructura se pintará siguiendo estrictamente las normas de aplicación en cuanto a procedimiento de seguridad e higiene en el tiempo entre mano y mano, tiempo de puesta en servicio, que fijen en sus informes y especificaciones las normas actuales del trabajo, o en su defecto el fabricante de la pintura, debiendo presentar previamente el Contratista dicho procedimiento para la aprobación del Director de obra.

Las superficies terminadas deberán presentar una estructura homogénea y los tonos de color se mantendrán inalterables de acuerdo con los elegidos.

Cuando se vaya a pintar madera, será esta primero impregnada con aceite de linaza. A continuación se procederá al lijado, limpieza y amasillado de la superficie para eliminar irregularidades. Posteriormente se procederá a aplicar dos capas de acabado de esmalte.

La pintura deberá ser de primera calidad y la marca seleccionada deberá ser sometida a la aprobación del Director de obra.

Cuando se vaya a pintar madera, será esta primero impregnada con aceite de linaza. A continuación se procederá al lijado, limpieza y amasillado de la superficie para eliminar irregularidades. Posteriormente se procederá a aplicar dos capas de acabado de esmalte.

La pintura deberá ser de primera calidad y la marca seleccionada deberá ser sometida a la aprobación del Director de obra.

C.11.5. Enlucido de yeso blanco

Los enlucidos no se realizarán hasta que esté completamente seco el guarnecido del paramento. Se empleará yeso blanco de primera calidad. El tendido se hará con la llana, dejando la pasta perfectamente alisada, plana y sin rebabas en los empalmes.

C.12. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES, SERVICIOS A SUMINISTRAR PARA EL CERRAMIENTO Y CUBIERTA

C.12.1. Materiales

El suministro de materiales alcanza pero no se limita a los siguientes:

- Chapa grecada.
- Tornillos autorroscantes y elementos de sujeción (arandelas, tuercas, remaches, etc.)
- Canales y vierteaguas de PVC.
- Caballetes de cumbrera.
- Pinturas y en general todo cuanto se necesita para una correcta y completa terminación del cerramiento.

C.12.1.1. Tornillos

Los tornillos de fijación de la placa a las correas metálicas que forman las estructuras soporte de cerramiento tendrán unos valores mínimos de 6.3 mm de diámetro y 25 mm de longitud.

Los tornillos de fijación de cada placa con su contigua tendrán unos valores mínimos de 4,9 mm de diámetro y 19 mm de longitud.

C.13. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

C.13.1. Seguridad Pública

El Contratista deberá, durante la ejecución de la obra, tomar las precauciones máximas en todas las operaciones y uso de equipos para proteger al personal, tanto de la obra como ajeno a la misma por la proximidad de ésta con vías de paso, corriendo por su cuenta las responsabilidades que se deriven por daños o accidentes.

C.13.2. Conformidad o variaciones de las condiciones

Se aplicarán estas condiciones para todas aquellas obras que se realicen, entendiéndose que el Contratista conoce este Pliego y que se ajustará a las formas dimensionales y características constitutivas del presente Proyecto, por tanto no se admitirán otras modificaciones al mismo que las que pudiera introducir la Dirección de obra.

C.13.3. Permisos y licencias

El Contratista deberá obtener todos los permisos y licencias necesarios para la ejecución de las obras.

C.13.4. Comienzo de las obras

Las obras deberán dar comienzo dentro de los treinta días naturales siguientes a la fecha de adjudicación de las obras.

C.13.5. Ensayos y pruebas

Todos los materiales y elementos de seguridad utilizados durante el transcurso de las obras, podrán ser sometidos a cuantos ensayos y pruebas indique la dirección de la obra.

C.13.6. Propositiones

Si los materiales que ofrece el suministrador fuesen distintos a los proyectados, deberán acompañarse de las características técnicas de los mismos, a fin de poder estudiar debidamente la posibilidad de aceptación del cambio.

C.13.7. Explanaciones

Estas se realizarán con arreglo a las instrucciones dadas por el Director de obra.

C.13.8. Replanteos

El Director de la obra, hará sobre el terreno el replanteo de las obras, marcando las alineaciones y las rasantes con los puntos necesarios para que con el auxilio de los planos pueda el Contratista ejecutar las obras debidamente

Será por cuenta del Contratista facilitar los medios necesarios al objeto, como estacas, cuerdas, etc.

Bajo ningún motivo podrá alterarse ni modificarse la situación de los puntos de referencia, debiendo

procurar su conservación hasta ser señalados los zócalos, muros o columnas.

El Director de la obra comprobará el replanteo de las zanjas de cimentación.

No podrá darse principio al relleno de las excavaciones para cimientos hasta que el Director de obra dé su autorización correspondiente.

C.13.9. Excavaciones y obras de hormigón

El constructor antes de empezar la obra de las excavaciones de la cimentación, deberá estudiar las dificultades que puedan presentar y si encuentra alguna anomalía respecto al Proyecto lo comunicará al supervisor de la obra para su aclaración.

No se variará la situación ni las dimensiones de ninguna excavación sin antes ponerlo en conocimiento del Director de la obra para recabar su acuerdo.

Antes de comenzar el trabajo se limpiará el terreno de malezas, arbustos, mantillo, tierras, etc. que puedan dificultar un buen replanteo.

El constructor cuidará esmeradamente de un perfecto perfilado de las excavaciones, evitando anchos injustificados y anchos disminuidos que comprometan la estabilidad de la obra.

C.13.10. Apertura de huecos y demolidos

Teniendo en cuenta que hay que respetar la red viaria en lo posible y los actuales stand, la apertura de huecos y excavaciones, se efectuarán, tanto manual como mecánicamente poniendo el máximo cuidado en no debilitar las partes que deben mantenerse.

C.13.11. Barras metálicas para el hormigón armado

Las barras metálicas que forman la armadura se procurarán que estén limpias de óxido e impurezas, grasas y escamas antes de colocarse en la obra.

La forma de las barras ha de corresponder exactamente a las indicaciones en los planos correspondientes de armadura, rechazándose todas aquellas que no reúnan dicho requisito.

Se colocarán en la obra procurando que no se deformen, en el lugar previsto, con la disposición correcta y buen enlace entre las barras de compresión y tracción, mediante estribos o barras dobladas, o ambos elementos a la vez.

La separación libre entre las barras, será como mínimo de 2 cm y al verterse el hormigón se cuidará de fijar la armadura en su posición exacta y también que quede envuelta con mortero y sin que pueda salirse del hormigón.

La unión de unas barras con otras y con los estribos, podrá hacerse con ligaduras de alambre o con puntos de soldadura eléctrica.

No se hormigoneará ningún elemento, sin autorización expresa del Director de la obra, una vez comprobada la cuantía y perfecta colocación de las armaduras.

C.13.12. Ejecución de fábrica de hormigón

C.13.12.1. Preparación de los áridos

Los áridos gruesos se suministrarán fraccionados. El número de fracciones deberá ser tal que sea

posible con el método de fabricación que se utilice, el cumplir las tolerancias exigidas en la granulometría del árido combinado.

Cada fracción del árido acopiará separado de los demás, incluso por participaciones estancas y resistentes, para evitar al máximo las intercomunicaciones.

En el caso de que los acopios se dispongan sobre el terreno natural, no se utilizara en la fabricación del hormigón los 10 cm inferiores.

Las capas de árido no tendrán en ningún caso un espesor superior a metro y medio.

C.13.12.2. Mezcla y amasado

Excepto para hormigonado en tiempo muy frío la temperatura del agua de amasado será inferior a 40 °C.

Salvo orden en contra de la dirección de la obra se cargará en primer lugar la hormigonera con una parte no superior a la mitad del agua requerida para el amasado, a continuación se añadirá simultáneamente el árido fino y el cemento, posteriormente el árido grueso, completándose la dosificación del agua en un tiempo que no deberá ser inferior a cinco segundos ni superior a la tercera parte del período de batido, contado a partir de la introducción de los áridos y el cemento.

Cuando la hormigonera haya estado parada más de 30 minutos, se limpiará perfectamente antes de volver a introducir materiales en ella.

No se permitirá en ningún caso, volver a amasar hormigones que hayan fraguado parcialmente, aunque se añadan nuevas cantidades de agua, cementos y áridos.

C.13.12.3. Mezcla a mano

La fabricación del hormigón a mano sólo se ejecutará en caso excepcionales y en hormigones cuya dosificación no exceda en 200 kg de cemento.

En tales casos la mezcla se realizará sobre una plataforma impermeable, sobre la que se distribuirá el cemento sobre la arena y se verterá el agua sobre el mortero apilado en forma de cráter. Construido el mortero se añadirá el árido grueso removiendo la masa hasta que adquiera al final un espesor uniforme.

C.13.12.4. Limitaciones en la ejecución

El hormigonado se suspenderá, como norma general, siempre que se prevea que dentro de las 48 horas siguientes la temperatura ambiente pueda descender por debajo de los cero grados centígrados. A estos efectos, el hecho de que la temperatura registrada a las 9 de la mañana hora solar sea inferior a 4 °C, puede interpretarse como motivo suficiente.

El hormigonado se suspenderá como norma general en caso de lluvia adoptándose las medidas necesarias para impedir que la lluvia pueda alcanzar las masas de hormigón fresco.

C.13.12.5. Ensayos

La resistencia a la rotura por compresión será por lo menos de 150 kg/cm².

Se verificarán los ensayos preliminares de resistencia, fabricándose por lo menos seis probetas, tres de ellas con las dosificaciones previstas y otras tres aumentando en 20 litros la cantidad de agua por metro cúbico.

Durante las obras se tomarán las muestras que determine el Director de obra y se realizarán probetas que se romperán para su estudio a los 7 y a los 25 días del amasado.

C.13.12.6. Ejecución de los encofrados

Estará autorizado el empleo de tipos y técnicas de encofrado cuya utilización y resultados estén sancionados por la práctica, debiendo justificarse las eficacias de aquellas obras que se propongan, y que por su novedad carezcan de tal sanción a juicio de la Dirección de obra.

Tanto las uniones como las piezas que constituyen los encofrados deberán poseer las resistencias y rigidez necesarias para que, siguiendo la marcha prevista para el hormigonado y especialmente bajo los efectos dinámicos producidos por el sistema de compactación adoptado, no se produzcan efectos anormales en el hormigón, tanto durante su puesta en obra como durante el periodo de endurecimiento, así como tampoco movimientos locales en los encofrados superiores a 5 mm.

Los enlaces de los distintos elementos o paños de los moldes, serán sólidos y sencillos, de modo que su montaje y desmontaje se verifique con normalidad y facilidad.

Los moldes ya usados y que tengan que servir para otras unidades de trabajo, serán cuidadosamente rectificadas y limpiados.

Las superficies interiores de los encofrados deberán ser lo suficiente uniforme y lisas para que los paramentos de las piezas de hormigón moldeadas en aquellos, presenten una superficie sin defectos, bombeos, resaltes, ni rebabas de más 5 mm de altura.

Los encofrados de madera se humedecerán antes del hormigonado, a fin de evitar la absorción de agua contenida en el hormigón, y se limpiarán especialmente los fondos.

El desencofrado de costeros verticales de poco canto podrá verificarse a los 3 días de hormigonada la pieza, a menos que durante ese plazo se hayan producido bajas temperaturas u otras causas que sean capaces de alterar el proceso de endurecimiento natural del hormigón.

Los costeros verticales de los elementos de gran canto, o costeros horizontales, no podrán desencofrarse antes de los 7 días, y con las mismas salvedades apuntadas anteriormente.

En la operación de hormigonado de las zonas inmediatas a los paramentos de juntas y especialmente alrededor de los dispositivos de tapajuntas y de inyecciones, se cuidará, la conveniente compactación del hormigón, empleando si fuera necesario vibradores de menor tamaño que los empleados en el resto del trabajo, para garantizar la buena calidad del hormigón y evitar el deterioro o desplazamiento de dichos elementos.

Las superficies de las juntas de hormigón ejecutado en primer lugar, se picarán intensamente hasta eliminar todo mortero del paramento. En las juntas entre tongadas sucesivas, deberá efectuarse un lavado con aire y agua, una vez comenzado el endurecimiento de la inferior, con una presión de 5 kg/m², de modo que queden descubiertas las superficies de los áridos y no presenten sueltos en la superficie de contacto.

C.13.12.7. Guarnecidos y enfoscados

Todas las obras, y en particular las de fábrica que vayan enterradas no serán enterradas por el Contratista hasta que haya recibido autorización del Director de obra.

Los paramentos de las obras de fábrica que tengan que ser guarnecidos o enlucidos con cualquier

clase de mortero, no serán recubiertos sin la debida autorización del Director de obra.

C.13.12.8. Enlucidos

Se ejecutarán embebiendo, previamente, de agua la superficie de la fábrica.

Los enlucidos sobre hormigón se ejecutarán cuando estén todavía frescos, rascando previamente la superficie para obtener una buena adherencia. Al tiempo de aplicar el mortero a la superficie debe hallarse esta bien húmeda, aunque sin exceso de agua que pudiera deslavar los morteros.

El enlucido deberá hacerse, arrojando el mortero sobre la superficie, de modo que quede adherido a ella, para alisar, después realizar convenientemente el fratasado, es decir, presionar con fuerza con la paleta de madera.

Los enlucidos se mantendrán húmedos por medio de riegos muy frecuentes, durante el tiempo necesario para que no sean de temer la aparición de grietas por desecación.

Será por cuenta del Contratista el rehacer cualquier enlucido que no esté en las debidas condiciones. El constructor estará obligado a levantar y volver hacer cualquier enlucido que presente grietas o por el sonido que produzca al ser golpeado o por cualquier otro indicio que permita, que el paramento de la fábrica está desprendido parcialmente.

C.13.13. Carpintería de taller

La carpintería de taller se efectuará de acuerdo con lo expuesto en el Proyecto, así como con las disposiciones del Director de la obra.

Deberá ejecutarse este género de obras con esmero, presentando al director los modelos más importantes con objeto de que dé su aprobación.

C.13.14. Andamios

En todos los andamios se colocarán entretechos de un metro de altura, a fin de evitar posibles caídas. Los tablones tendrán por lo menos veinte centímetros de ancho y siete centímetros de espesor. En la construcción de toda clase de andamios se observarán cuantas reglas estén establecidas en la Ordenanzas específicas para estos trabajos, recayendo en el Contratista la responsabilidad de los accidentes que puedan ocurrir, si se dejan de cumplir las ordenanzas o faltan las condiciones exigidas al andamio en sí o a los materiales que lo componen.

C.13.15. Ejecución de las obras de fábrica de ladrillo

En general, la obra de fábrica de albañilería se ejecutará utilizando un mortero de cemento Pórtland para empleo en obras de fábrica fina, a menos que el Director de obra especifique lo contrario.

Los ingredientes para el mortero serán debidamente medidos, y posteriormente serán amasados en artesas de dimensiones apropiadas.

Los morteros de cemento Pórtland, se ejecutarán precisamente con el cemento que haya de utilizarse en la obra y con acuerdo a las normas que los artículos correspondientes o condiciones generales para la confección de morteros para trabajos en seco se especifiquen.

Su fluidez será la suficiente para que no desprenda cantidad apreciable de agua cuando se le coloca en una vasija cualquiera y se sacuda ésta con cierta violencia.

El grado de fluidez del mortero será menor cuando éste se destine a enfoscados o enlucidos pero nunca será tan espeso para que la masa se agriete.

Con temperaturas inferiores a 2 °C, el agua deberá emplearse ligeramente templada, para evitar la alteración en las condiciones de fraguado, por efecto del descenso de la temperatura.

La arena, además de emplearse ligeramente seca, podrá en casos especiales, templarse ligeramente.

Cuando la temperatura sea demasiado elevada podrá evitarse el fraguado rápido de los morteros no exponiendo directamente los materiales a la acción solar si mismo es conveniente cuando la temperatura exterior exceda de 30 °C, humedecer ligeramente antes de su empleo las arenas.

Para la construcción de los muros de ladrillo una vez hecho convenientemente el acopio de este material, se procederá a mojarlo antes de su empleo. Si el ladrillo fuese de la clase "recocido" ordinario, ésta operación se hará regándolo, ya por medio de regaderas o por cubos de agua lanzados sobre ellos, pero si el ladrillo es prensado, deberá mojarse sumergiéndolo completamente en agua y permaneciendo en ella por lo menos una hora antes de su colocación en obra.

Los ladrillos de todo tipo, se sentarán a restregón sobre una buena torta de mortero, de forma que rebose por los tendeles y llagas.

Las obras de fábrica de ladrillo se ejecutarán con el mayor esmero, subiéndose todos los muros a nivel y a un tiempo en cuanto esto sea posible, y conservándose perfectamente los plomos, niveles y cuerdas de cada hilada, y los generales de cada fábrica así como la de conjunto de las mismas, con todas las juntas verticales o llagas encontradas y a nivel las horizontales o tendeles.

Se cuidará de regar frecuentemente las fábricas para evitar la desecación rápida de los morteros a causa del calor.

Cuando por cualquier motivo haya que suspender los trabajos de un muro de fábrica, se dejará éste con las distintas hiladas formando entrantes y salientes (aderajas y endejas) a manera de pendientes, para que al continuar la fábrica, se pueda conseguir la perfecta trabazón de la nueva con la antigua.

También podrá dejarse interrumpida la fábrica en ejecución, formando un escalonado contiguo en las hiladas, de manera que las juntas corten en diagonal y en escalonado continuo toda la longitud del muro.

Las fábricas se ejecutarán con buena traba y se prohibirá el enripiado interior con tacos o trozos menores de medio ladrillo.

Los encuentros de muros en distintas direcciones, salientes entrantes, se ejecutarán con especial esmero, pasándose alternativamente las hiladas o grupos de éstas, formándose las llaves de tal forma que los distintos muros queden perfectamente trabados entre sí, y evitando que ninguna fábrica quede suelta.

Salvo indicación expresa de la dirección de la obra los tabiques sencillos de panderete, se ejecutaran con ladrillos huecos sencillos. Todos los tabiques se ejecutarán aplomados y con sus hiladas bien alineadas. Para los enlaces de ladrillo se podrán emplear morteros de cemento rápido amasados en el momento de su empleo.

Las uniones de los tabiques se ejecutaran pasándose las hiladas alternativamente de una a otra.

Para los alicatados, las paredes a revestir se presentarán regladas con mortero de cal hidráulica y

una pequeña parte de cemento Pórtland. Tratándose de paramento de construcción ya viejos, hay que picar el guarnecido, dejar secar la fábrica y revocar de nuevo.

Los azulejos cuadrados se colocan a juntas continuas, a juntas desplazadas o en diagonal, dependerá en todo caso de la orden dictada por el Director de obra.

Para alinear los azulejos se emplearán 2 maestras verticales de cordel sujetando los extremos de cada paño. Debe de tenerse en cuenta el máximo de separación aconsejable, que incluyendo el grueso del mortero de agarre y el de la baldosa no debe de sobrepasar los 3 cm.

A continuación, en el reverso de cada placa y conforme vayan siendo puestos en obra, se pondrá un poco de mortero, extendiéndolo con la paleta para que la masa cubra la totalidad de la superficie, después, se aplicará al paramento, ajustándose al nivel indicado por el cordel que estará sujeto perpendicularmente a las maestras antes citadas, para conformar las hiladas.

Con el mismo mango de la paleta, se dan unos cuantos golpes al azulejo que se está colocado para que encaje con exactitud en el lugar que le corresponda y dejarlo a nivel. Si se produce alguna diferencia de altura, debe rectificarse la misma mediante la introducción de pequeñas cuñas de madera debajo del azulejo que haya quedado corto. Una vez seco el mortero y fija la pieza se retira la cuña.

Terminada la operación, se rellenarán los huecos y juntas que puedan haber quedado, con la lechada de mortero muy fluido.

Los materiales de este tipo de obra se regirán por los mismos ensayos y criterio de selección que imponga el Director de obra quien en último caso puede aceptar o rechazar el mismo.

C.13.16. Obra metálica

C.13.16.1. Generalidades

Estas normas regirán para el montaje de obras metálicas tales como:

- Estructuras metálicas.
- Soportes metálicos.
- Vallados.

C.13.16.2. Condiciones generales

El Contratista está obligado a efectuar en taller los montajes en banco, parciales o totales, que sean necesarios para asegurar que el ensamble de las distintas partes de la estructura no presentará dificultades anormales en el momento del montaje definitivo haciéndose responsable de las que pudieran surgir.

El Contratista también está obligado a marcar de forma indeleble todas las partes de la estructura antes de enviarla a la obra, registrando estas marcas en los planos e instrucciones del montaje que deben remitirse a la obra.

Igualmente está obligado a suministrar un 5 % más del número de tornillos y pernos estrictamente necesarios a fin de prevenir las posibles pérdidas y sustituciones de los dañados en el montaje hasta la finalización de las obras.

C.13.16.3. Forma y dimensiones

La forma y dimensiones de la estructura serán las señaladas en los planos y prescripciones técnicas particulares.

C.13.16.4. Bases y placas de apoyo

Las bases, placas, etc., serán de aceros moldeados con tamaño y forma especificados en los planos de montaje.

C.13.16.5. Soldaduras

Las soldaduras en estructuras de acero laminado se harán según la norma Eurocódigo 3 parte 8 y atenderán a las simbologías de la norma UNE 36.003.

C.13.16.6. Materiales de aportación

El material de aportación será del tipo y marcas aprobadas por el Propietario.

Los electrodos a emplear en la soldadura de perfiles, placas, etc. cumplirán con las normas UNE, debiendo estar homologadas ante un Organismo Oficial reconocido.

El tipo de electrodo a utilizar será del tipo básico, siguiendo las normas de conservación y empleo que éstos electrodos requieren, pudiendo ser sustituidos, previa aprobación del Director de la obra por electrodos de revestimiento de rutilo.

C.13.16.7. Condiciones climatológicas para la soldadura

Está terminantemente prohibido proceder a la soldadura permaneciendo el material de base húmedo, ya sea por la lluvia, humedad ambiente, etc., sin haber secado y limpiado previamente la zona afectada.

C.13.16.8. Preparación de las partes a soldar

Las superficies que han de ser soldadas, estarán libre de cascarilla, grasa, pintura o cualquier otro materia extraño, con excepción de aquella cascarilla de laminación que resista un vigoroso cepillado metálico. No se tendrá en cuenta una pequeña película de aceite de linaza. Las superficies de juntas estarán libres de desgarros y abolladuras.

C.13.16.9. Montaje en taller

Todas las partes que hayan de soldarse en ángulo, habrán de acercarse hasta donde sea posible y de ningún modo la separación entre dichas partes será mayor de 3 mm. Si la separación es de 1,5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura será aumentado en los mm. que mida la separación.

La separación de las juntas a soldar cuando estas sean a solape, no será mayor de 1.5 mm. Se alinearán cuidadosamente las partes a soldar a tope. Las desalineaciones superiores a 3 mm serán corregidas y al hacer tal corrección las partes no se descentrarán más de 2°.

Siempre que sea posible se pondrá la pieza en posición para la soldadura plana. Al montar y unir las partes de una estructura, o de piezas compuestas, el procedimiento y secuencia de la soldadura será tal que se eviten distorsiones innecesarias y reduzcan al mínimo las tensiones residuales. Cuando sea imposible evitar altas tensiones residuales en las soldaduras de cierre de un montaje rígido, se hará tal soldadura en elementos. En la fabricación de piezas compuestas con refuerzo o en los nudos de unión reforzados, todas las piezas simples en contacto con el refuerzo deberán ser soldadas a la pieza de

refuerzo a lo largo de todos los puntos en contacto con dicha pieza.

La fabricación de la estructura se hará con suficiente precisión para que no sea necesario hacer modificaciones durante el montaje y quede dentro de las tolerancias marcadas.

C.13.16.10. Soldadura a tope

Cuando el espesor de las piezas a unir sea inferior a 6 mm. se permitirá la soldadura a testa por un solo lado, salvo especificaciones concretas en los planos o por orden directa del Director de la obra, sin necesidad de preparación de los bordes y siempre que se utilice un electrodo que asegure una penetración completa. La separación entre los bordes, en este caso, deberá ser inferior a la mitad del espesor de la pieza a soldar, la más delgada de ambas.

Cuando el espesor de la pieza a unir sea inferior a 8 mm. se deberán preparar los bordes para junta en V o en X, según sean o no aceptables ambos lados. En cualquiera de los caso la separación entre los bordes no será superior a 3 mm

En las juntas en X, deberá realizarse por sistema un saneado de la raíz por procedimientos mecánicos, antes de iniciar la soldadura por el lado opuesto. En el caso de que se utilice un electrodo de grafito, deberá eliminarse con muela la capa carburada de color azul que se haya formado.

Cuando se especifique la necesidad de utilizar placa o anillo de respaldo, el material utilizado deberá ser de la misma naturaleza que el material de base, y las variables de soldadura serán tales que aseguren una perfecta unión de las 3 piezas que intervienen en la fusión.

Cuando para el relleno de las juntas sea necesario depositar varios cordones, deberán limpiarse de escoria cada uno de ellos antes de proceder a depositar el siguiente. Esta operación podrá ser efectuada con muela mecánica o con piqueta de soldador. El modo de efectuar esta operación será utilizando las mejores prácticas del oficio.

C.13.16.11. Soldadura en varias pasadas

Si es necesario podrán golpearse ligeramente las soldaduras de varias pasadas, para eliminar esfuerzos térmicos, con un martillo mecánico de forma oblongada. Los martillazos se darán después de enfriada la soldadura a una temperatura cálida al tacto de la mano.

C.13.16.12. Mano de obra

Todas las soldaduras se realizarán únicamente por soldadores cualificados y aprobados. El Contratista quedará obligado a mantener unos registros de identificación de forma satisfactoria para el Director de la obra. Esta documentación quedará en todo momento a disposición de dicha representación.

Cada soldador identificará su propio trabajo mediante punzón de acero que lleve su marca personal, con el cual marcará su trabajo junto a cada soldadura. Tales marcas personales serán registradas por el Contratista. Estas marcas serán intransferibles.

El Contratista retirará de trabajos de soldadura al soldador que demuestre carecer de suficiente habilidad durante el transcurso de los trabajos.

Se requiere la aprobación del proceso de soldadura antes de iniciar cualquier trabajo. La aprobación la dará el Director de obra.

El Contratista queda obligado a realizar ensayos de soldadura, cada vez que hay un cambio en las circunstancias de soldar (cambio de posición, tamaño de los electrodos, tensión e intensidad, polaridad, técnicas, etc.).

C.13.16.13. Inspección

El Director de obra hará tantas comprobaciones como estime necesario, para asegurar la calidad de la soldadura y las hará de la forma que estime más oportuna en cada caso. Normalmente se utilizarán sistemas de radiografía, ultrasonidos o líquidos penetrantes e inducción magnética.

Para el radiografiado de las distintas soldaduras se tendrá en cuenta:

- Se identificarán las radiografías de acuerdo con el sistema de marcado fijado por la dirección de la obra, pintándose las marcas en las puntas que se realicen las radiografías de acuerdo con el registro llevado que, mediante croquis realizado al efecto, permita la fácil localización de las radiografías realizadas.
- La sensibilidad de la película será tal que permita apreciar defectos superiores al 2 % del espesor de la pared.
- El número, posición, etc., de radiografías quedará a disposición absoluta del Director de obra.
- En caso de calificarse como rechazable alguna soldadura, se radiografiarán dos nuevas soldaduras de las hechas por el mismo soldador el mismo día. Caso de ser rechazada alguna, se radiografiarán todas las soldaduras realizadas por dicho soldador ese día (siempre que sea factible a discreción del Director de la obra).
- La calificación de las radiografías será de acuerdo con lo dictado en las Normas UNE.

C.13.16.14. Gastos de reparación

Todos los gastos derivados de la reparación de un defecto de soldadura correrán a cargo del Contratista.

C.13.16.15. Radiografiado

El Propietario abonará al Contratista el trabajo de radiografiado de la forma y en la cantidad que haya sido preestablecida en el Contrato.

Cuando el Director de la obra decida realizar radiografías no previstas en el Contrato, el coste de estas radiografías correrá a cargo del Propietario. En el caso de que algunas de estas radiografías adicionales mostrasen defectos de soldadura, el coste de la radiografía correrá a cargo del Contratista.

El coste de las radiografías complementarias que como consecuencia de un defecto observado deban realizarse de acuerdo con lo dicho anteriormente de que se deban radiografiar todas las soldaduras que hizo el soldador ese día, correrán en cualquier caso de cuenta del Contratista tanto si se trata de radiografías previstas en el Contrato, como las que se hagan de acuerdo con lo anteriormente prescrito.

El coste de las radiografías de las soldaduras reparadas correrán siempre a cargo del Contratista.

C.13.16.16. Condiciones de montaje

Los montajes se harán con precisión y verticalidad apropiada, debiendo aproximarse esa verticalidad a una desviación máxima de 2 mm por metro, sin pasar de una desviación máxima de 30 mm y se utilizarán arriostramientos en todos los casos en que sea necesario para soportar las cargas a la que está sometida la estructura, con inclusión del equipo. Tales riostras se mantendrán mientras sean necesarias para la seguridad.

Cuando durante el montaje se deban cargar la estructura con acopio de materiales, equipos u otras cargas no previstas, se tendrán que tomar las apropiadas previsiones para resistir las tensiones producidas por ellos.

C.13.16.17. Alineación

No se completará el punteado previo de las soldaduras hasta estar debidamente alineada la parte correspondiente de la estructura que se va a soldar.

C.13.16.18. Tolerancias en el montaje

Se admitirá un error máximo de ± 1 mm en la cota de altura de la placa de asiento con la figurada en los planos. Se admitirá una desviación máxima de más menos 2 mm en la situación en planta de las placas de asiento con relación a la de los planos.

El replanteo de la obra será responsabilidad del Contratista. El Propietario proporcionará dos puntos de referencia, uno con coordenadas, las cuales hayan sido fijadas por el Director de la obra y a partir del cual se harán todas las medidas y el otro, que en conjunto con el primero, fijará la dirección del sistema de coordenadas.

El Propietario presentará el punto básico a partir del cual se establecerán los niveles correspondientes.

Será responsabilidad del Contratista proteger estos puntos de cualquier daño de forma que el Director de la obra pueda en cualquier momento comprobar el replanteo.

En el caso de que la obra civil sobre la que ha de montarse la obra metálica no concuerde el nivel y posición con los planos, se responsabilizará el Contratista e informara inmediatamente al Director de la obra quien tomará las decisiones necesarias para subsanar este defecto.

Será responsabilidad del Contratista prever de antemano todos los calzos, suplementos de asiento recibidos con mortero, previamente nivelados y con su elevación correcta. No se permitirá el uso de cuñas salvo que el Director de obra lo aprobara para casos determinados.

El Contratista indicará con dos días de antelación cuando deberá hacerse el relleno con mortero para asiento uniforme de las bases.

Se admitirá una desviación máxima de 0.2 % de las dimensiones o ángulos indicados en los planos hasta un máximo de ± 30 mm para el montaje de los elementos principales de la estructura.

Las barras secundarias y arriostramientos de las estructuras se permitirán desviaciones de ± 15 mm en relación con las dimensiones figuradas en los planos.

Los espacios libres de separación de soldaduras entre piezas estructurales de 3 a 4 mm deberán ser aceptados previamente a la ejecución de aquellos.

Será responsabilidad del Contratista reparar a su cargo todos los daños que sufran los materiales mientras están bajo su control, responsabilidad, como daños a pintura, perfiles, etc.

Las reparaciones se harán estrictamente de acuerdo con las especificaciones que dicte el Director de obra.

C.13.16.19. Mediciones

Las mediciones se harán sobre el plano y de acuerdo con las siguientes consideraciones:

- Se medirá por kg de material montado según los pesos unitarios indicados en los prontuarios correspondientes.
- No se admitirá ningún incremento al peso indicado en el apartado anterior, en concepto de exceso de laminación, despuntes, soldaduras, pletinas adicionales requeridas para facilitar la fabricación o montaje, etc.
- No se admitirá ningún incremento al peso en concepto de tornillería para estructuras atornilladas. Por el mismo concepto, no se disminuirá el peso en concepto de agujeros.
- Los precios unitarios para radiografiado incluyen material, equipo, mano de obra, etc.
- Los gastos incurridos en proporcionar en instalar los suplementos, calzos y placas de asiento serán por cuenta del Contratista.



Universidad
Politécnica
de Cartagena



industriales
etsii UPCT

Cálculo y diseño de torre de transferencia de mineral

ANEJO D

Medición y presupuesto

Titulación: Ingeniera Industrial

Intensificación: Estructuras

Alumno/a: José Tomás Ramírez Muñoz

Director/a/s: Concepción Díaz Gómez

Co/Director: Sebastián Ginés Picó Vicente

Anejo D

Medición y presupuesto

1.1.- Movimiento de tierras**1.1.1.- Desbroce y limpieza**

- 1.1.1.1 M² Desbroce y limpieza del terreno, profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, incluyendo transporte a vertedero autorizado, incluido canon de vertido.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Desbroce del terreno de actuación		20,000	20,000		400,000	
					<u>400,000</u>	400,000
Total m ²:						400,000

1.1.2.- Desmontes

- 1.1.2.1 M³ Desmonte en tierra, con empleo de medios mecánicos.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Desmonte hasta la cota 41 cm		20,000	20,000	0,160	64,000	
					<u>64,000</u>	64,000
Total m ³:						64,000

1.1.3.- Excavaciones de zanjas y pozos

- 1.1.3.1 M³ Excavación en zanjas para cimentaciones en suelo de limo, con medios mecánicos, entibación semicuajada, retirada de los materiales excavados y carga a camión, transporte y canon de vertido.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Pozos de cimentación pilares principales (zapata Z1 a Z4)	4	1,700	1,700	0,290	3,352	
Pozos de cimentación pilares escaleras (zapata Z5 a Z7)	3	1,600	0,800	0,090	0,346	
					<u>3,698</u>	3,698
Total m ³:						3,698

- 1.1.3.2 M³ Excavación en zanjas para instalaciones en suelo de limo, con medios mecánicos, entibación semicuajada, retirada de los materiales excavados y carga a camión, transporte y canon de vertido..

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
--	------	-------	-------	------	---------	----------

Correas de atado para zapatas de pilares principales (correas C1 y C2)	2	5,300	0,400	0,009	0,038	
Correas de atado para zapatas de pilares principales (correas C1 y C2)	2	4,800	0,400	0,009	0,035	
					<u>0,073</u>	0,073
Total m ³:						0,073

2.1.- Regularización**2.1.1.- Hormigón de limpieza**

2.1.1.1 M² Capa de hormigón de limpieza en zapatas y vigas de cimentación HL-150/B/20 fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Hormigón de limpieza para zapatas principales	4	1,700	1,700		11,560	
Hormigón de limpieza para zapatas escaleras	3	1,600	0,800		3,840	
Hormigón de limpieza para correas de atado de las zapatas principales (C1 y C2)	2	5,300	0,400		4,240	
Hormigón de limpieza para correas de atado de las zapatas principales (C3 y C4)	2	4,800	0,400		3,840	
					<hr/> 23,480	23,480
Total m²:						23,480

2.2.- Superficiales**2.2.1.- Zapatas**

2.2.1.1 M³ Zapata de cimentación de hormigón armado HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero UNE-EN 10080 B 500 SD, cuantía 50 kg/m³.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Zapatas principales (Z1 y Z4)	4	1,700	1,700	0,600	6,936	
Zapatas para escaleras	3	1,600	0,800	0,400	1,536	
					<hr/> 8,472	8,472
Total m³:						8,472

2.3.- Arriostramientos**2.3.1.- Vigas entre zapatas**

2.3.1.1 M³ Viga de atado, HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero UNE-EN 10080 B 500 SD, cuantía 60 kg/m³.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Correas zapatas principales (C1 y C2)	2	5,300	0,400	0,400	1,696	
Correas zapatas principales (C3 y C4)	2	4,800	0,400	0,400	1,536	
					<hr/>	

	<div>3,232</div>	3,232
<hr/>		
	Total m³:	3,232

3.1.- Acero

3.1.1.- Zancas de escalera

3.1.1.1 Kg Acero S275JR en zancas de escalera, perfiles laminados en caliente series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM, piezas simples, estructura atornillada.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Estructura general de las escaleras del edificio	1.226				1.226,00 0	
					<hr/> 1.226,00 0	1.226,000
Total kg:						1.226,000

3.1.2.- Soportes

3.1.2.1 Ud Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 750x520 mm y espesor 35 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M30 y 60 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Placas de anclaje pilares principales	4				4,000	
					<hr/> 4,000	4,000
Total Ud:						4,000

3.1.2.2 Ud Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 320x260 mm y espesor 25 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M20 y 45 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Placas de anclaje de la zapata Z5	2				2,000	
					<hr/> 2,000	2,000
Total Ud:						2,000

3.1.2.3 Ud Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 260x220 mm y espesor 25 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M20 y 45 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Placas de anclaje de la zapata Z6	2				2,000	
					<hr/> 2,000	2,000
Total Ud:						2,000

- 3.1.2.4 Ud Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 250x250 mm y espesor 30 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 SD de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Placas de anclaje para la zapata Z7	2				2,000	
					<u>2,000</u>	2,000
Total Ud:						2,000

3.1.3.- Pavimento

- 3.1.3.1 M² Pavimento compuesto de rejilla electrosoldada de 25x3 y luz máxima entre vanos de 1000mm.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Suelo EL +15775,+18745,+22145, +29990	105				105,000	
					<u>105,000</u>	105,000
Total m ²:						105,000

- 3.1.3.2 M² Pavimento compuesto de chapa lagrimada de 3/4 .

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Suelo EL +25556	40,31				40,310	
					<u>40,310</u>	40,310
Total m ²:						40,310

3.1.4.- Vigas

- 3.1.4.1 Kg Acero S275JR en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM con uniones atornilladas, incluyendo despuntes, material y elementos auxiliares, totalmente montado y colocado.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
IPE	26.967				26.967,00	
HEA	8.208				8.208,00	
Angulares	1.270				1.270,00	
					<u>36.445,00</u>	36.445,00
					00	0

Total kg: 36.445,00
0

3.1.4.2 Kg Acero S235JR en correas, con piezas simples de perfiles conformados en frío de las series C-140X3, galvanizado y colocado en obra incluyendo elementos auxiliares de fijación con tornillos.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Correas laterales y de cubierta	1.482,9				1.482,900	
					<hr/> 1.482,900	1.482,900

Total kg: 1.482,900

4.1.- Fachadas ventiladas**4.1.1.- Sistemas de fachada ventiladas para revestir.**

- 4.1.1.1 M² Lucernario con una luz máxima entre 3 y 8 m revestidos con grecada de policarbonato translucido de 0.7 mm de espesor y 30 mm de altura de cresta, incluyendo elementos auxiliares de fijación, remates, totalmente terminado.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Lucernario fachada lateral	40				40,000	
					<u>40,000</u>	40,000
Total m ²:						40,000

4.2.- Ligeras**4.2.1.- Paneles de chapa perfilada de acero**

- 4.2.1.1 M² Cerramiento de fachada formado por paneles de chapa perfilada nervada de acero S320 GD (según UNE-EN 10326) galvanizado de 0,7 mm espesor y 30 mm altura de cresta, incluyendo elementos auxiliares de fijación, remates, totalmente terminado.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Fachada lateral	264,77				264,770	
					<u>264,770</u>	264,770
Total m ²:						264,770

5.1.- Defensas interiores

5.1.1.- Barandillas y pasamanos

5.1.1.1 M Barandilla metálica de tubo hueco tubular de acero laminado en frío de 100 cm de altura, con bastidor doble y montantes y barrotes verticales compuestos por angulares L50X50X5.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Barandilla de seguridad de las escaleras	2	30,380			60,760	
Barandilla de seguridad en las plantas		60,050			60,050	
					<u>120,810</u>	120,810
				Total m		120,810

6.1.- Eléctricas

6.1.1.- Puesta a tierra

- 6.1.1.1 Ud Red de toma de tierra para estructura metálica del edificio con 46 m de conductor de cobre desnudo de 35 mm² y 4 picas.

Total Ud: 1,000

6.1.2.- Cajas generales de protección

- 6.1.2.1 Ud Caja general de protección, equipada con bornes de conexión, bases unipolares previstas para colocar fusibles de intensidad máxima 160 A, esquema 10.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
CGP	1				1,000	
					1,000	1,000
Total Ud:						1,000

6.1.3.- Líneas generales de alimentación

- 6.1.3.1 M Línea general de alimentación fija en superficie formada por cables unipolares con conductores de cobre, RZ1-K (AS) 3x25+2G16 mm², siendo su tensión asignada de 0,6/1 kV, bajo tubo protector de PVC liso de 110 mm de diámetro.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Línea de admisión de la torre		100,000			100,000	
					100,000	100,000
Total m:						100,000

6.1.4.- Derivaciones individuales

- 6.1.4.1 M Derivación individual trifásica fija en superficie para servicios generales, formada por cables unipolares con conductores de cobre, ES07Z1-K (AS) 4G16+1x10 mm², siendo su tensión asignada de 450/750 V, bajo tubo protector de PVC rígido, blindado, de 50 mm de diámetro.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
4 líneas independientes para 4 plantas		86,000			86,000	
					86,000	86,000
Total m:						86,000

6.2.- Iluminación

6.2.1.- Interior

- 6.2.1.1 Ud Luminaria, de 1594x165x125 mm para 2 lámparas fluorescentes T5 de 35 W.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Luminaria para iluminación de la instalación	17				17,000	
					<hr/> 17,000	17,000
					Total Ud	17,000

6.3.- Contra incendios

6.3.1.- Detección y alarma

6.3.1.1 Ud Detector óptico de humos y térmico convencional, de ABS color blanco, modelo DOHT2 "GOLMAR".

Total Ud: 2,000

6.3.2.- Alumbrado de emergencia

6.3.2.1 Ud Luminaria de emergencia estanca, con tubo lineal fluorescente, 8 W - G5, flujo luminoso 420 lúmenes.

Total Ud: 6,000

6.3.3.- Señalización

6.3.3.1 Ud Señalización de equipos contra incendios, mediante placa de poliestireno fotoluminiscente, de 210x210 mm.

Total Ud: 6,000

6.3.4.- Extintores

6.3.4.1 Ud Extintor portátil de nieve carbónica CO₂, de eficacia 89B, con 5 kg de agente extintor.

Total Ud: 3,000

6.3.4.2 Ud Extintor portátil de polvo químico ABC polivalente antibrasa, con presión incorporada, de eficacia 34A-144B-C, con 9 kg de agente extintor.

Total Ud: 3,000

6.4.- Protección frente al rayo

6.4.1.- Sistemas externos

6.4.1.1 Ud Sistema externo de protección frente al rayo, formado por pararrayos tipo punta Franklin, con semiángulo de protección de 45° para un nivel de protección 4, colocado en cubierta sobre mástil de acero galvanizado y 6 m de altura, y pletina conductora de aluminio.

Total Ud: 1,000

7.1.- Inclínadas**7.1.1.- Chapas de acero**

- 7.1.1.1 M²** Cubierta inclinada de chapa perfilada nervada de acero S320GD (según UNE-EN 10326) galvanizado de 0.7 mm de espesor y 30 mm de altura de cresta incluyendo elementos auxiliares de fijación, remates, totalmente terminado, con una pendiente mayor del 10%.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cubierta		167,320			167,320	
					<u>167,320</u>	167,320
Total m²:						167,320

7.2.- Lucernarios**7.2.1.- Placas traslúcidas sintéticas**

- 7.2.1.1 M²** Lucernario a un agua con una luz máxima entre 3 y 8 m revestido con placas alveolares de policarbonato celular blanco opal traslúcido y 16 mm de espesor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Lucernarios de la cubierta		46,580			46,580	
					<u>46,580</u>	46,580
Total m²:						46,580

8.1.- Secciones de firme**8.1.1.- Rígido**

8.1.1.1 M² Firme rígido para tráfico pesado T32 sobre explanada E2, compuesto de capa granular de 20 cm de espesor de zahorra artificial ZA25 y capa de 21 cm de espesor de HF-4,0.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Firme rígido de las instalaciones		20,000	20,000		400,000	
					<u>400,000</u>	400,000
Total m ²:						400,000

9.1.- Estructuras de hormigón**9.1.1.- Barras de acero corrugado**

9.1.1.1	Ud	Ensayo sobre una muestra de barras de acero corrugado de un mismo lote, con determinación de: sección media equivalente, características geométricas del corrugado, doblado/desdoblado.		
			Total Ud	2,000

9.1.2.- Hormigones fabricados en central

9.1.2.1	Ud	Ensayo sobre una muestra de hormigón con determinación de: consistencia del hormigón fresco mediante el método de asentamiento del cono de Abrams y resistencia característica a compresión del hormigón endurecido mediante control estadístico con fabricación de seis probetas, curado, refrentado y rotura a compresión.		
			Total Ud	6,000

9.1.3.- Ensayos informativos

9.1.3.1	Ud	Ensayo sobre probeta testigo de hormigón endurecido de 100 mm de diámetro y 200 mm de longitud, previamente extraídas mediante sonda rotativa de cimentación.		
			Total Ud	2,000
9.1.3.2	Ud	Informe de resultados del ensayo a compresión sobre probetas testigo extraídas del hormigón endurecido.		
			Total Ud	1,000

9.2.- Estructuras metálicas**9.2.1.- Soldaduras**

9.2.1.1	Ud	Inspección visual sobre una unión soldada.		
			Total Ud	1,000
9.2.1.2	Ud	Ensayo no destructivo sobre una unión soldada, mediante partículas magnéticas, radiografía con película de 10x40 cm.		
			Total Ud	4,000

9.3.- Estudios geotécnicos**9.3.1.- Trabajos de campo y ensayos**

9.3.1.1	Ud	Estudio geotécnico del terreno en suelo medio (arcillas, margas) con 2 sondeos hasta 5 m tomando 2 muestras inalteradas y 1 alterada (SPT), 4 penetraciones dinámicas mediante penetrómetro dinámico (DPSH) hasta 10 m y realización de los siguientes ensayos de laboratorio: 2 de análisis granulométrico; 2 de límites de Atterberg; 2 de humedad natural; densidad aparente; resistencia a compresión; Proctor normal; C.B.R. 2 de contenido en sulfatos.		
			Total Ud	1,000

9.4.- Materiales de relleno

9.4.1.- Rellenos y compactaciones

9.4.1.1 Ud Ensayos para la selección y control de un material de relleno de zahorra artificial. Ensayos en laboratorio: análisis granulométrico; límites de Atterberg; equivalente de arena; coeficiente de Los Ángeles; coeficiente de limpieza; índice de lajas; caras de fractura; Proctor Modificado. Ensayos "in situ": densidad y humedad; placa de carga.

Total Ud: 1,000

*10.1.- Sistemas de protección colectiva**10.1.1.- Andamios, plataformas y pasadizos*

10.1.1.1 Ud Torre móvil (sobre ruedas) de andamio autoestable para trabajos en altura, con ubicación de la plataforma de trabajo de 3,00x1,50 m a una altura de 4,00 m.

Total Ud: 2,000

10.1.1.2 M Andamio de puentes volados, para trabajos en cubierta.

Total m: 2,000

10.1.2.- Barandillas

10.1.2.1 M Barandilla de protección de perímetro de forjados, con guardacuerpos de seguridad y barandilla y rodapié metálicos.

Total m: 58,000

10.1.2.2 M Barandilla de protección de escaleras o rampas, con guardacuerpos de seguridad y barandilla y rodapié metálicos.

Total m: 15,000

10.1.3.- Protección eléctrica

10.1.3.1 Ud Cuadro general de obra, potencia máxima 25 kW.

Total Ud: 1,000

10.1.4.- Huecos horizontales

10.1.4.1 M² Protección de hueco horizontal con red de seguridad tipo S.

Total m²: 1,000

10.1.5.- Protección contra incendios

10.1.5.1 Ud Extintor de polvo químico ABC, 6 kg.

Total Ud: 3,000

*10.2.- Formación**10.2.1.- Reuniones*

10.2.1.1 Ud Reunión del Comité de Seguridad y Salud en el Trabajo.

Total Ud: 1,000

*10.3.- Equipos de protección individual**10.3.1.- Para la cabeza*

10.3.1.1 Ud Casco de seguridad.

Total Ud: 4,000

10.3.2.- Contra caídas de altura

10.3.2.1 Ud Cinturón de seguridad de suspensión con dos puntos de amarre.

Total Ud: 4,000

10.3.2.2 Ud Equipo de arnés simple de seguridad anticaídas.

Total Ud: 4,000

10.3.3.- Para los ojos y la cara

10.3.3.1 Ud Gafas de protección contra impactos.

Total Ud: 4,000

10.3.3.2 Ud Pantalla de protección de soldador, con fijación en la cabeza.

Total Ud: 1,000

10.3.4.- Para las manos y brazos

10.3.4.1 Ud Par de guantes de uso general de lona y serraje.

Total Ud: 4,000

10.3.4.2 Ud Par de guantes de serraje forrado ignífugo para soldador.

Total Ud: 1,000

10.3.5.- Para los oídos

10.3.5.1 Ud Juego de tapones antirruido de silicona.

Total Ud: 4,000

10.3.6.- Para pies y piernas

10.3.6.1 Ud Par de botas de seguridad con puntera metálica.

Total Ud: 4,000

10.3.6.2 Ud Par de botas de agua sin cremallera.

Total Ud: 4,000

10.3.7.- Para el cuerpo (vestuario de protección)

10.3.7.1 Ud Mono de trabajo.

Total Ud: 4,000

10.3.7.2 Ud Mandil para soldador.

Total Ud: 1,000

10.3.7.3 Ud Peto reflectante.

Total Ud: 4,000

10.4.- Medicina preventiva y primeros auxilios

10.4.1.- Material médico

10.4.1.1 Ud Botiquín de urgencia en caseta de obra.

Total Ud: 1,000

10.5.- Instalaciones provisionales de higiene y bienestar**10.5.1.- Acometidas a casetas prefabricadas****10.5.1.1 Ud Acometida provisional de electricidad a caseta prefabricada de obra.**

Total Ud: 1,000

10.5.2.- Casetas (alquiler/construcción/adaptación de locales)**10.5.2.1 Ud Alquiler de caseta prefabricada para aseos en obra, 3,25x1,90x2,30 m (6,20 m²).**

Total Ud: 1,000

10.5.3.- Limpieza**10.5.3.1 Ud Hora de limpieza y desinfección de caseta o local provisional en obra.**

Total Ud: 2,000

10.6.- Señalizaciones y cerramientos del solar**10.6.1.- Balizas****10.6.1.1 M Cinta bicolor para balizamiento.**

Total m: 2,000

Presupuestos Parciales

Presupuesto parcial nº 1 Acondicionamiento del terreno

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
1.1.- Movimiento de tierras					
1.1.1.- Desbroce y limpieza					
1.1.1.1	m ²	Desbroce y limpieza del terreno, profundidad mínima de 25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, incluyendo transporte a vertedero autorizado.	400,000	0,89	356,00
Total 1.1.1.- ADL Desbroce y limpieza:					356,00
1.1.2.- Desmontes					
1.1.2.1	m ³	Desmonte en tierra, con empleo de medios mecánicos.	64,000	2,33	149,12
Total 1.1.2.- ADD Desmontes:					149,12
1.1.3.- Excavaciones de zanjas y pozos					
1.1.3.1	m ³	Excavación en zanjas para cimentaciones en suelo de limo, con medios mecánicos, entibación semicuajada, retirada de los materiales excavados y carga a camión.	3,698	42,44	156,94
1.1.3.2	m ³	Excavación en zanjas para instalaciones en suelo de limo, con medios mecánicos, entibación semicuajada, retirada de los materiales excavados y carga a camión.	0,073	45,16	3,30
Total 1.1.3.- ADE Excavaciones de zanjas y pozos:					160,24
Total 1.1.- AD Movimiento de tierras:					665,36
Total presupuesto parcial nº 1 Acondicionamiento del terreno:					665,36

Presupuesto parcial nº 2 Cimentaciones

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
2.1.- Regularización					
2.1.1.- Hormigón de limpieza					
2.1.1.1	m ²	Capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20 fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.	23,480	7,72	181,27
Total 2.1.1.- CRL Hormigón de limpieza:					181,27
Total 2.1.- CR Regularización:					181,27
2.2.- Superficiales					
2.2.1.- Zapatas					
2.2.1.1	m ³	Zapata de cimentación de hormigón armado HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero UNE-EN 10080 B 500 SD, cuantía 110 kg/m ³ .	8,472	192,70	1.632,55
Total 2.2.1.- CSZ Zapatas:					1.632,55
Total 2.2.- CS Superficiales:					1.632,55
2.3.- Arriostramientos					
2.3.1.- Vigas entre zapatas					
2.3.1.1	m ³	Viga de atado, HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido desde camión, acero UNE-EN 10080 B 500 SD, cuantía 60 kg/m ³ .	3,232	131,22	424,10
Total 2.3.1.- CAV Vigas entre zapatas:					424,10
Total 2.3.- CA Arriostramientos:					424,10
Total presupuesto parcial nº 2 Cimentaciones:					2.237,92

Presupuesto parcial nº 3 Estructuras

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
3.1.- Acero					
3.1.1.- Zancas de escalera					
3.1.1.1	kg	Acero S275JR en zancas de escalera, perfiles laminados en caliente series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM, piezas simples, estructura atornillada.	1.226,000	2,08	2.550,08
Total 3.1.1.- EAE Zancas de escalera:					2.550,08
3.1.2.- Soportes					
3.1.2.1	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 750x520 mm y espesor 35 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M30 y 60 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.	4,000	180,92	723,68
3.1.2.2	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 320x260 mm y espesor 25 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M20 y 45 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.	2,000	44,76	89,52
3.1.2.3	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 260x220 mm y espesor 25 mm, con 4 pernos de anclaje de calidad 10.9 y métrica M20 y 45 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.	2,000	33,84	67,68
3.1.2.4	Ud	Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 250x250 mm y espesor 30 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 SD de 25 mm de diámetro y 45 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.	2,000	33,84	67,68
Total 3.1.2.- EAS Soportes:					948,56
3.1.3.- Pavimento					

3.1.3.1	m ²	Pavimento compuesto de rejilla electrosoldada (tramex) de 25x3 y luz máxima entre vanos de 1000mm.	105,000	20,14	2.114,70
3.1.3.2	m ²	Pavimento compuesto de placas lagrimales de 25x3 y luz máxima entre vanos de 1000mm.	40,310	20,14	811,84
Total 3.1.3.- EAC Pavimento:					2.926,54
3.1.4.- Vigas					
3.1.4.1	kg	Acero S275JR en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM con uniones atornilladas, incluyendo despuntes, material y elementos auxiliares, totalmente montado y colocado.	36.445,000	2,00	72.890,00
3.1.4.2	kg	Acero S235JR en correas, con piezas simples de perfiles conformados en frio de las series C-140X3, galvanizado y colocado en obra incluyendo elementos auxiliares de fijación con tornillos.	1.482,900	1,97	2.921,31
Total 3.1.4.- EAV Vigas:					75.811,31
Total 3.1.- EA Acero:					82.236,49
Total presupuesto parcial nº 3 Estructuras:					82.236,49

Presupuesto parcial nº 4 Fachadas

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
4.1.- Fachadas ventiladas					
4.1.1.- Sistemas de fachada ventiladas para revestir.					
4.1.1.1	m ²	Lucernario con una luz máxima entre 3 y 8 m revestidos con placas alveolares de policarbonato celular blanco opal traslucido y 16 mm de espesor.	40,000	266,95	10.678,00
Total 4.1.1.- FVP Sistemas de fachada ventiladas para revestir.					10.678,00
Total 4.1.- FV Fachadas ventiladas:					10.678,00
4.2.- Ligeras					
4.2.1.- Paneles de chapa perfilada de acero					
4.2.1.1	m ²	Cerramiento de fachada formado por paneles de chapa perfilada nervada de acero S320 GD (según UNE-EN 10326) galvanizado de 0,7 mm espesor y 30 mm altura de cresta, incluyendo elementos auxiliares de fijación, remates, totalmente terminado.	264,770	21,18	5.607,83
Total 4.2.1.- FLA Paneles de chapa perfilada de acero:					5.607,83
Total 4.2.- FL Ligeras:					5.607,83
Total presupuesto parcial nº 4 Fachadas:					16.285,83

Presupuesto parcial nº 5 Particiones

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
5.1.- Defensas interiores					
5.1.1.- Barandillas y pasamanos					
5.1.1.1	m	Barandilla metálica de tubo hueco tubular de acero laminado en frío de 100 cm de altura, con bastidor doble y montantes y barrotes verticales compuestos por angulares L50X50X5.	120,810	111,32	13.448,57
Total 5.1.1.- PDB Barandillas y pasamanos:					13.448,57
Total 5.1.- PD Defensas interiores:					13.448,57
Total presupuesto parcial nº 5 Particiones:					13.448,57

Presupuesto parcial nº 6 Instalaciones

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
6.1.- Eléctricas					
6.1.1.- Puesta a tierra					
6.1.1.1	Ud	Red de toma de tierra para estructura metálica del edificio con 46 m de conductor de cobre desnudo de 35 mm ² y 4 picas.	1,000	435,71	435,71
Total 6.1.1.- IEP Puesta a tierra:					435,71
6.1.2.- Cajas generales de protección					
6.1.2.1	Ud	Caja general de protección, equipada con bornes de conexión, bases unipolares previstas para colocar fusibles de intensidad máxima 160 A, esquema 10.	1,000	299,37	299,37
Total 6.1.2.- IEC Cajas generales de protección:					299,37
6.1.3.- Líneas generales de alimentación					
6.1.3.1	m	Línea general de alimentación fija en superficie formada por cables unipolares con conductores de cobre, RZ1-K (AS) 3x25+2G16 mm ² , siendo su tensión asignada de 0,6/1 kV, bajo tubo protector de PVC liso de 110 mm de diámetro.	100,000	24,20	2.420,00
Total 6.1.3.- IEL Líneas generales de alimentación:					2.420,00
6.1.4.- Derivaciones individuales					
6.1.4.1	m	Derivación individual trifásica fija en superficie para servicios generales, formada por cables unipolares con conductores de cobre, ES07Z1-K (AS) 4G16+1x10 mm ² , siendo su tensión asignada de 450/750 V, bajo tubo protector de PVC rígido, blindado, de 50 mm de diámetro.	86,000	26,48	2.277,28
Total 6.1.4.- IED Derivaciones individuales:					2.277,28

		Total 6.1.- IE Eléctricas:	5.432,36
6.2.- Iluminación			
6.2.1.- Interior			
6.2.1.1	Ud	Luminaria, de 1594x165x125 mm para 2 lámparas fluorescentes T5 de 35 W.	
		17,000	248,74
			4.228,58
Total 6.2.1.- III Interior:			4.228,58
Total 6.2.- II Iluminación:			4.228,58
6.3.- Contra incendios			
6.3.1.- Detección y alarma			
6.3.1.1	Ud	Detector óptico de humos y térmico convencional, de ABS color blanco, modelo DOHT2 "GOLMAR".	
		2,000	43,39
			86,78
Total 6.3.1.- IOD Detección y alarma:			86,78
6.3.2.- Alumbrado de emergencia			
6.3.2.1	Ud	Luminaria de emergencia estanca, con tubo lineal fluorescente, 8 W - G5, flujo luminoso 420 lúmenes.	
		6,000	162,29
			973,74
Total 6.3.2.- IOA Alumbrado de emergencia:			973,74
6.3.3.- Señalización			
6.3.3.1	Ud	Señalización de equipos contra incendios, mediante placa de poliestireno fotoluminiscente, de 210x210 mm.	
		6,000	7,09
			42,54
Total 6.3.3.- IOS Señalización:			42,54
6.3.4.- Extintores			
6.3.4.1	Ud	Extintor portátil de nieve carbónica CO2, de eficacia 89B, con 5 kg de agente extintor.	
		3,000	142,95
			428,85
6.3.4.2	Ud	Extintor portátil de polvo químico ABC polivalente antibrasa, con presión incorporada, de eficacia 34A-144B-C, con 9 kg de agente extintor.	
		3,000	62,37
			187,11
Total 6.3.4.- IOX Extintores:			615,96

Total 6.3.- IO Contra incendios:	1.719,02
----------------------------------	----------

6.4.- Protección frente al rayo

6.4.1.- Sistemas externos

6.4.1.1	Ud	Sistema externo de protección frente al rayo, formado por pararrayos tipo punta Franklin, con semiángulo de protección de 45° para un nivel de protección 4, colocado en cubierta sobre mástil de acero galvanizado y 6 m de altura, y pletina conductora de aluminio.	1,000	3.349,40	3.349,40
Total 6.4.1.- IPE Sistemas externos:					3.349,40
Total 6.4.- IP Protección frente al rayo:					3.349,40
Total presupuesto parcial nº 6 Instalaciones:					14.729,36

Presupuesto parcial nº 7 Cerramientos

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
7.1.- Inclınadas					
7.1.1.- Chapas de acero					
7.1.1.1	m ²	Cubierta inclinada de chapa perfilada nervada de acero S320GD (segun UNE-EN 10326) galvanizado de 0.7 mm de espesor y 30 mm de altura de cresta incluyendo elementos auxiliares de fijacion, remates, totalmente terminado, con una pendiente mayor del 10%.	167,320	20,14	3.369,82
Total 7.1.1.- QTA Chapas de acero:					3.369,82
Total 7.1.- QT Inclınadas:					3.369,82
7.2.- Lucernarios					
7.2.1.- Placas traslúcidas sintéticas					
7.2.1.1	m ²	Lucernario a un agua con una luz máxima entre 3 y 8 m revestido con placas alveolares de policarbonato celular blanco opal traslúcido y 16 mm de espesor.	46,580	322,08	15.002,49
Total 7.2.1.- QLL Placas traslúcidas sintéticas:					15.002,49
Total 7.2.- QL Lucernarios:					15.002,49
Total presupuesto parcial nº 7 Cubiertas:					18.372,31

Presupuesto parcial nº 8 Urbanización interior de la parcela

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
8.1.- Secciones de firme					
8.1.1.- Rígido					
8.1.1.1	m²	Firme rígido para tráfico pesado T32 sobre explanada E2, compuesto de capa granular de 20 cm de espesor de zahorra artificial ZA25 y capa de 21 cm de espesor de HF-4,0.	400,000	41,09	16.436,00
Total 8.1.1.- UFR Rígido:					16.436,00
Total 8.1.- UF Secciones de firme:					16.436,00
Total presupuesto parcial nº 8 Urbanización interior de la parcela:					16.436,00

Presupuesto parcial nº 9 Control de calidad y ensayos

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
9.1.- Estructuras de hormigón					
9.1.1.- Barras de acero corrugado					
9.1.1.1	Ud	Ensayo sobre una muestra de barras de acero corrugado de un mismo lote, con determinación de: sección media equivalente, características geométricas del corrugado, doblado/desdoblado.	2,000	89,45	178,90
Total 9.1.1.- XEB Barras de acero corrugado:					178,90
9.1.2.- Hormigones fabricados en central					
9.1.2.1	Ud	Ensayo sobre una muestra de hormigón con determinación de: consistencia del hormigón fresco mediante el método de asentamiento del cono de Abrams y resistencia característica a compresión del hormigón endurecido mediante control estadístico con fabricación de seis probetas, curado, refrentado y rotura a compresión.	6,000	97,31	583,86
Total 9.1.2.- XEH Hormigones fabricados en central:					583,86
9.1.3.- Ensayos informativos					
9.1.3.1	Ud	Ensayo sobre probeta testigo de hormigón endurecido de 100 mm de diámetro y 200 mm de longitud, previamente extraídas mediante sonda rotativa de cimentación.	2,000	204,47	408,94

9.1.3.2	Ud	Informe de resultados del ensayo a compresión sobre probetas testigo extraídas del hormigón endurecido.	1,000	166,21	166,21
Total 9.1.3.- XEI Ensayos informativos:					575,15
Total 9.1.- XE Estructuras de hormigón:					1.337,91

9.2.- Estructuras metálicas

9.2.1.- Soldaduras

9.2.1.1	Ud	Inspección visual sobre una unión soldada.	1,000	67,55	67,55
9.2.1.2	Ud	Ensayo no destructivo sobre una unión soldada, mediante partículas magnéticas, radiografía con película de 10x40 cm.	4,000	100,99	403,96
Total 9.2.1.- XMS Soldaduras:					471,51
Total 9.2.- XM Estructuras metálicas:					471,51

9.3.- Estudios geotécnicos

9.3.1.- Trabajos de campo y ensayos

9.3.1.1	Ud	Estudio geotécnico del terreno en suelo medio (arcillas, margas) con 2 sondeos hasta 5 m tomando 2 muestras inalteradas y 1 alterada (SPT), 4 penetraciones dinámicas mediante penetrómetro dinámico (DPSH) hasta 10 m y realización de los siguientes ensayos de laboratorio: 2 de análisis granulométrico; 2 de límites de Atterberg; 2 de humedad natural; densidad aparente; resistencia a compresión; Proctor normal; C.B.R. 2 de contenido en sulfatos.	1,000	2.683,51	2.683,51
Total 9.3.1.- XSE Trabajos de campo y ensayos:					2.683,51
Total 9.3.- XS Estudios geotécnicos:					2.683,51

9.4.- Materiales de relleno

9.4.1.- Rellenos y compactaciones

9.4.1.1	Ud	Ensayos para la selección y control de un material de relleno de zahorra artificial. Ensayos en laboratorio: análisis granulométrico; límites de Atterberg; equivalente de arena; coeficiente de Los Ángeles; coeficiente de limpieza; índice de lajas; caras de fractura; Proctor Modificado. Ensayos "in situ": densidad y humedad; placa de carga.	1,000	924,57	924,57
Total 9.4.1.- XTR Rellenos y compactaciones:					924,57
Total 9.4.- XT Materiales de relleno:					924,57
Total presupuesto parcial nº 9 Control de calidad y ensayos: 5.417,50					

Presupuesto parcial nº 10 Seguridad y salud

Num.	Ud	Descripción	Medición	Precio (€)	Importe (€)
10.1.- Sistemas de protección colectiva					
10.1.1.- Andamios, plataformas y pasadizos					
10.1.1.1	Ud	Torre móvil (sobre ruedas) de andamio autoestable para trabajos en altura, con ubicación de la plataforma de trabajo de 3,00x1,50 m a una altura de 4,00 m.	2,000	46,97	93,94
10.1.1.2	m	Andamio de puentes volados, para trabajos en cubierta.	2,000	48,66	97,32
Total 10.1.1.- YCA Andamios, plataformas y pasadizos:					191,26
10.1.2.- Barandillas					
10.1.2.1	m	Barandilla de protección de perímetro de forjados, con guardacuerpos de seguridad y barandilla y rodapié metálicos.	58,000	6,95	403,10
10.1.2.2	m	Barandilla de protección de escaleras o rampas, con guardacuerpos de seguridad y barandilla y rodapié metálicos.	15,000	11,25	168,75
Total 10.1.2.- YCB Barandillas:					571,85
10.1.3.- Protección eléctrica					
10.1.3.1	Ud	Cuadro general de obra, potencia máxima 25 kW.	1,000	218,48	218,48
Total 10.1.3.- YCE Protección eléctrica:					218,48
10.1.4.- Huecos horizontales					
10.1.4.1	m ²	Protección de hueco horizontal con red de seguridad tipo S.	1,000	5,32	5,32
Total 10.1.4.- YCH Huecos horizontales:					5,32
10.1.5.- Protección contra incendios					
10.1.5.1	Ud	Extintor de polvo químico ABC, 6 kg.	3,000	51,69	155,07
Total 10.1.5.- YCI Protección contra incendios:					155,07
Total 10.1.- YC Sistemas de protección colectiva:					1.141,98
10.2.- Formación					
10.2.1.- Reuniones					
10.2.1.1	Ud	Reunión del Comité de Seguridad y Salud en el Trabajo.	1,000	119,73	119,73

			Total 10.2.1.- YFF Reuniones:	119,73	
			Total 10.2.- YF Formación:	119,73	
10.3.- Equipos de protección individual					
10.3.1.- Para la cabeza					
10.3.1.1	Ud	Casco de seguridad.	4,000	3,46	13,84
			Total 10.3.1.- YIC Para la cabeza:	13,84	
10.3.2.- Contra caídas de altura					
10.3.2.1	Ud	Cinturón de seguridad de suspensión con dos puntos de amarre.	4,000	22,41	89,64
10.3.2.2	Ud	Equipo de arnés simple de seguridad anticaídas.	4,000	19,66	78,64
			Total 10.3.2.- YID Contra caídas de altura:	168,28	
10.3.3.- Para los ojos y la cara					
10.3.3.1	Ud	Gafas de protección contra impactos.	4,000	4,28	17,12
10.3.3.2	Ud	Pantalla de protección de soldador, con fijación en la cabeza.	1,000	3,69	3,69
			Total 10.3.3.- YIJ Para los ojos y la cara:	20,81	
10.3.4.- Para las manos y brazos					
10.3.4.1	Ud	Par de guantes de uso general de lona y serraje.	4,000	3,21	12,84
10.3.4.2	Ud	Par de guantes de serraje forrado ignífugo para soldador.	1,000	10,02	10,02
			Total 10.3.4.- YIM Para las manos y brazos:	22,86	
10.3.5.- Para los oídos					
10.3.5.1	Ud	Juego de tapones antirruído de silicona.	4,000	1,62	6,48
			Total 10.3.5.- YIO Para los oídos:	6,48	
10.3.6.- Para pies y piernas					
10.3.6.1	Ud	Par de botas de seguridad con puntera metálica.	4,000	50,69	202,76
10.3.6.2	Ud	Par de botas de agua sin cremallera.	4,000	32,62	130,48
			Total 10.3.6.- YIP Para pies y piernas:	333,24	
10.3.7.- Para el cuerpo (vestuario de protección)					
10.3.7.1	Ud	Mono de trabajo.	4,000	19,49	77,96

10.3.7.2	Ud	Mandil para soldador.	1,000	18,23	18,23
10.3.7.3	Ud	Peto reflectante.	4,000	23,24	92,96
Total 10.3.7.- YIU Para el cuerpo (vestuario de protección):					189,15
Total 10.3.- YI Equipos de protección individual:					754,66
10.4.- Medicina preventiva y primeros auxilios					
10.4.1.- Material médico					
10.4.1.1	Ud	Botiquín de urgencia en caseta de obra.	1,000	107,14	107,14
Total 10.4.1.- YMM Material médico:					107,14
Total 10.4.- YM Medicina preventiva y primeros auxilios:					107,14
10.5.- Instalaciones provisionales de higiene y bienestar					
10.5.1.- Acometidas a casetas prefabricadas					
10.5.1.1	Ud	Acometida provisional de electricidad a caseta prefabricada de obra.	1,000	189,42	189,42
Total 10.5.1.- YPA Acometidas a casetas prefabricadas:					189,42
10.5.2.- Casetas (alquiler/construcción/adaptación de locales)					
10.5.2.1	Ud	Alquiler de caseta prefabricada para aseos en obra, 3,25x1,90x2,30 m (6,20 m²).	1,000	202,47	202,47
Total 10.5.2.- YPC Casetas (alquiler/construcción/adaptación de locales):					202,47
10.5.3.- Limpieza					
10.5.3.1	Ud	Hora de limpieza y desinfección de caseta o local provisional en obra.	2,000	12,72	25,44
Total 10.5.3.- YPL Limpieza:					25,44
Total 10.5.- YP Instalaciones provisionales de higiene y bienestar:					417,33
10.6.- Señalizaciones y cerramientos del solar					
10.6.1.- Balizas					
10.6.1.1	m	Cinta bicolor para balizamiento.	2,000	1,05	2,10
Total 10.6.1.- YSB Balizas:					2,10
Total 10.6.- YS Señalizaciones y cerramientos del solar:					2,10
Total presupuesto parcial nº 10 Seguridad y salud:					2.542,94

Presupuesto de ejecución material	Importe (€)
1 Acondicionamiento del terreno	665,36
1.1.- Movimiento de tierras	665,36
1.1.1.- Desbroce y limpieza	356,00
1.1.2.- Desmontes	149,12
1.1.3.- Excavaciones de zanjas y pozos	160,24
2 Cimentaciones	2.237,92
2.1.- Regularización	181,27
2.1.1.- Hormigón de limpieza	181,27
2.2.- Superficiales	1.632,55
2.2.1.- Zapatas	1.632,55
2.3.- Arriostramientos	424,10
2.3.1.- Vigas entre zapatas	424,10
3 Estructuras	82.236,49
3.1.- Acero	82.236,49
3.1.1.- Zancas de escalera	2.550,08
3.1.2.- Soportes	948,56
3.1.3.- Pavimento	2.926,54
3.1.4.- Vigas	75.811,31
4 Fachadas	16.285,83
4.1.- Fachadas ventiladas	10.678,00
4.1.1.- Sistemas de fachada ventiladas para revestir.	10.678,00
4.2.- Ligeras	5.607,83
4.2.1.- Paneles de chapa perfilada de acero	5.607,83
5 Particiones	13.448,57
5.1.- Defensas interiores	13.448,57
5.1.1.- Barandillas y pasamanos	13.448,57
6 Instalaciones	14.729,36
6.1.- Eléctricas	5.432,36
6.1.1.- Puesta a tierra	435,71

6.1.2.- Cajas generales de protección	299,37
6.1.3.- Líneas generales de alimentación	2.420,00
6.1.4.- Derivaciones individuales	2.277,28
6.2.- Iluminación	4.228,58
6.2.1.- Interior	4.228,58
6.3.- Contra incendios	1.719,02
6.3.1.- Detección y alarma	86,78
6.3.2.- Alumbrado de emergencia	973,74
6.3.3.- Señalización	42,54
6.3.4.- Extintores	615,96
6.4.- Protección frente al rayo	3.349,40
6.4.1.- Sistemas externos	3.349,40
7 Cubiertas	18.372,31
7.1.- Inclınadas	3.369,82
7.1.1.- Chapas de acero	3.369,82
7.2.- Lucernarios	15.002,49
7.2.1.- Placas traslúcidas sintéticas	15.002,49
8 Urbanización interior de la parcela	16.436,00
8.1.- Secciones de firme	16.436,00
8.1.1.- Rígido	16.436,00
9 Control de calidad y ensayos	5.417,50
9.1.- Estructuras de hormigón	1.337,91
9.1.1.- Barras de acero corrugado	178,90
9.1.2.- Hormigones fabricados en central	583,86
9.1.3.- Ensayos informativos	575,15
9.2.- Estructuras metálicas	471,51
9.2.1.- Soldaduras	471,51
9.3.- Estudios geotécnicos	2.683,51
9.3.1.- Trabajos de campo y ensayos	2.683,51
9.4.- Materiales de relleno	924,57
9.4.1.- Rellenos y compactaciones	924,57

10 Seguridad y salud	2.542,94
10.1.- Sistemas de protección colectiva	1.141,98
10.1.1.- Andamios, plataformas y pasadizos	191,26
10.1.2.- Barandillas	571,85
10.1.3.- Protección eléctrica	218,48
10.1.4.- Huecos horizontales	5,32
10.1.5.- Protección contra incendios	155,07
10.2.- Formación	119,73
10.2.1.- Reuniones	119,73
10.3.- Equipos de protección individual	754,66
10.3.1.- Para la cabeza	13,84
10.3.2.- Contra caídas de altura	168,28
10.3.3.- Para los ojos y la cara	20,81
10.3.4.- Para las manos y brazos	22,86
10.3.5.- Para los oídos	6,48
10.3.6.- Para pies y piernas	333,24
10.3.7.- Para el cuerpo (vestuario de protección)	189,15
10.4.- Medicina preventiva y primeros auxilios	107,14
10.4.1.- Material médico	107,14
10.5.- Instalaciones provisionales de higiene y bienestar	417,33
10.5.1.- Acometidas a casetas prefabricadas	189,42
10.5.2.- Casetas (alquiler/construcción/adaptación de locales)	202,47
10.5.3.- Limpieza	25,44
10.6.- Señalizaciones y cerramientos del solar	2,10
10.6.1.- Balizas	2,10
Total	172.372,28

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de CIENTO SETENTA Y DOS MIL TRESCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS CON VEINTIOCHO CÉNTIMOS.

Proyecto: PRESUPUESTO TORRE DE TRANSFERENCIA DE MINERAL

Resumen de presupuesto

Capítulo	Importe (€)
1 Acondicionamiento del terreno	
1.1 Movimiento de tierras	
1.1.1 Desbroce y limpieza .	356,00
1.1.2 Desmontes .	149,12
1.1.3 Excavaciones de zanjas y pozos .	160,24
Total 1.1 Movimiento de tierras	665,36
Total 1 Acondicionamiento del terreno	665,36
2 Cimentaciones	
2.1 Regularización	
2.1.1 Hormigón de limpieza .	181,27
Total 2.1 Regularización	181,27
2.2 Superficiales	
2.2.1 Zapatas .	1.632,55
Total 2.2 Superficiales	1.632,55
2.3 Arriostramientos	
2.3.1 Vigas entre zapatas .	424,10
Total 2.3 Arriostramientos	424,10
Total 2 Cimentaciones	2.237,92
3 Estructuras	
3.1 Acero	
3.1.1 Zancas de escalera .	2.550,08
3.1.2 Soportes .	948,56
3.1.3 Pavimento .	2.926,54
3.1.4 Vigas .	75.811,31
Total 3.1 Acero	82.236,49
Total 3 Estructuras	82.236,49
4 Fachadas	
4.1 Fachadas ventiladas	

4.1.1 Sistemas de fachada ventiladas para revestir .	10.678,00
Total 4.1 Fachadas ventiladas	10.678,00

4.2 Ligeras

4.2.1 Paneles de chapa perfilada de acero .	5.607,83
Total 4.2 Ligeras	5.607,83
Total 4 Fachadas	16.285,83

5 Particiones

5.1 Defensas interiores

5.1.1 Barandillas y pasamanos .	13.448,57
Total 5.1 Defensas interiores	13.448,57
Total 5 Particiones	13.448,57

6 Instalaciones

6.1 Eléctricas

6.1.1 Puesta a tierra .	435,71
6.1.2 Cajas generales de protección .	299,37
6.1.3 Líneas generales de alimentación .	2.420,00
6.1.4 Derivaciones individuales .	2.277,28
Total 6.1 Eléctricas	5.432,36

6.2 Iluminación

6.2.1 Interior .	4.228,58
Total 6.2 Iluminación	4.228,58

6.3 Contra incendios

6.3.1 Detección y alarma .	86,78
6.3.2 Alumbrado de emergencia .	973,74
6.3.3 Señalización .	42,54
6.3.4 Extintores .	615,96
Total 6.3 Contra incendios	1.719,02

6.4 Protección frente al rayo

6.4.1 Sistemas externos .	3.349,40
Total 6.4 Protección frente al rayo	3.349,40
Total 6 Instalaciones	14.729,36

7 Cubiertas

7.1 Inclınadas

7.1.1 Chapas de acero .	3.369,82
-------------------------	----------

Total 7.1 Inclınadas	3.369,82
----------------------------	----------

7.2 Lucernarios

7.2.1 Placas traslúcidas sintéticas .	15.002,49
---------------------------------------	-----------

Total 7.2 Lucernarios	15.002,49
-----------------------------	-----------

Total 7 Cubiertas	18.372,31
--------------------------------	------------------

8 Urbanización interior de la parcela

8.1 Secciones de firme

8.1.1 Rígido .	16.436,00
----------------	-----------

Total 8.1 Secciones de firme	16.436,00
------------------------------------	-----------

Total 8 Urbanización interior de la parcela	16.436,00
----------------------------------------------------------	------------------

9 Control de calidad y ensayos

9.1 Estructuras de hormigón

9.1.1 Barras de acero corrugado .	178,90
-----------------------------------	--------

9.1.2 Hormigones fabricados en central .	583,86
------------------------------------------	--------

9.1.3 Ensayos informativos .	575,15
------------------------------	--------

Total 9.1 Estructuras de hormigón	1.337,91
-----------------------------------------	----------

9.2 Estructuras metálicas

9.2.1 Soldaduras .	471,51
--------------------	--------

Total 9.2 Estructuras metálicas	471,51
---------------------------------------	--------

9.3 Estudios geotécnicos

9.3.1 Trabajos de campo y ensayos .	2.683,51
-------------------------------------	----------

Total 9.3 Estudios geotécnicos	2.683,51
--------------------------------------	----------

9.4 Materiales de relleno

9.4.1 Rellenos y compactaciones .	924,57
-----------------------------------	--------

Total 9.4 Materiales de relleno	924,57
---------------------------------------	--------

Total 9 Control de calidad y ensayos	5.417,50
---------------------------------------------------	-----------------

10 Seguridad y salud

10.1 Sistemas de protección colectiva

10.1.1 Andamios, plataformas y pasadizos .	191,26
10.1.2 Barandillas .	571,85
10.1.3 Protección eléctrica .	218,48
10.1.4 Huecos horizontales .	5,32
10.1.5 Protección contra incendios .	155,07
Total 10.1 Sistemas de protección colectiva	1.141,98
10.2 Formación	
10.2.1 Reuniones .	119,73
Total 10.2 Formación	119,73
10.3 Equipos de protección individual	
10.3.1 Para la cabeza .	13,84
10.3.2 Contra caídas de altura .	168,28
10.3.3 Para los ojos y la cara .	20,81
10.3.4 Para las manos y brazos .	22,86
10.3.5 Para los oídos .	6,48
10.3.6 Para pies y piernas .	333,24
10.3.7 Para el cuerpo (vestuario de protección) .	189,15
Total 10.3 Equipos de protección individual	754,66
10.4 Medicina preventiva y primeros auxilios	
10.4.1 Material médico .	107,14
Total 10.4 Medicina preventiva y primeros auxilios	107,14
10.5 Instalaciones provisionales de higiene y bienestar	
10.5.1 Acometidas a casetas prefabricadas .	189,42
10.5.2 Casetas (alquiler/construcción/adaptación de locales) .	202,47
10.5.3 Limpieza .	25,44
Total 10.5 Instalaciones provisionales de higiene y bienestar	417,33
10.6 Señalizaciones y cerramientos del solar	
10.6.1 Balizas .	2,10
Total 10.6 Señalizaciones y cerramientos del solar	2,10
Total 10 Seguridad y salud	2.542,94
Presupuesto de ejecución material (P.E.M.)	172.372,28

13% de gastos generales	22.408,40
6% de beneficio industrial	10.342,34
Presupuesto de ejecución por contrata (P.E.C. = P.E.M. + G.G. + B.I.)	205.123,02
21% IVA	43.075,83
Presupuesto de ejecución por contrata con I.V.A. (P.E.C. = P.E.M. + G.G. + B.I. + I.V.A.)	248.198,85

Asciende el presupuesto de ejecución por contrata con I.V.A. a la expresada cantidad de DOSCIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL CIENTO NOVENTA Y OCHO EUROS CON OCHENTA Y CINCO CÉNTIMOS.

